



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

**RIIKKA LEINO**  
**TUULIVOIMALAN KALLIOANKKUROITU PERUSTUS**  
DIPLOMITYÖ

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty  
Talouden ja rakentamisen tiedekunta-  
neuvoston kokouksessa  
5. marraskuuta 2014

## TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

**LEINO, RIIKKA:** Tuulivoimalan kallioankkuroitu perustus

Diplomityö, 100 sivua, 0 liitesivua

Joulukuu 2014

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Ralf Lindberg

Avainsanat: Tuulivoima, tuulivoimaperustus, perustaminen kalliolle, kallioankkurit

Tuulivoimaloiden perustukset ovat erityisiä rakenteita, jotka kokevat käyttöikänsä aikana merkittäviä kuormituksia. Näiden pääasiassa kaatavien kuormien takia niiden perustuksille aiheutuu myös merkittäviä vetokuormituksia. Nämä vetokuormitukset hallitaan tyypillisesti tuulivoimalan perustuksen massaa kasvattamalla. Massiivisen betoniperustuksen suuri vakauttava pystykuormitus kumoaa kaatavien voimien vaikutuksen. Tässä diplomityössä esitetään tavanomaiselle kallionvaraiselle perustukselle vaihtoehtoinen perustamistapa: kallioankkuroitu perustus.

Tässä diplomityössä selvitetään käytettäviä kallioankkuroinnin suunnittelumenetelmiä kirjallisuustutkimuksena. Suunnittelua ohjaavat eurokoodin suunnitteluohjeet. Tosin eurokoodin määräykset ankkuroinnin suunnittelun suhteen ovat osittain vajavaiset sekä keskenään ristiriitaisia. Tämä aiheuttaa joitain haasteita ankkuroinnin suunnittelulle.

Kallioankkuroidussa tuulivoimaperustuksessa tuulivoimalan alin elementti kiinnitetään kallioon esijännitettyjen kallioankkureiden avulla. Rakenteessa hyödynnetään kallion suurta massaa ja vetolujuutta betonin painon sijasta, jolloin vältytään massiivisen betoniperustuksen rakentamiselta. Kallioankkuroinnilla pyritään alentamaan kustannuksia, kun tuulivoimala perustetaan lujalle kalliolle. Kallioankkuroinnin hyödyntäminen perustuksessa vaatii lujaa kallioperää. Jotta kallioankkurointi voitaisiin luotettavasti suunnitella, on kallion lujuus ja muut ominaisuudet pystyttävä riittävällä tarkkuudella arvioimaan. Tuulivoimaperustus vaatii mittavia pohjatutkimuksia, jotta luotettava perustus saadaan suunnitelluksi.

Tuulivoimaperustuksessa käytetään esijännitettyjä kallioankkurityyppejä, jolloin taataan pienet muodonmuutokset ankkureissa. Kallioankkurit itsessään ovat joko jännepunos- tai tankoankkureita. Kallioankkuroinnin suunnittelussa on huomioitava kaikki ankkuroinnin mahdolliset murtumistavat. Murtuminen voi pääasiassa tapahtua joko kalliossa, ankkurissa tai niiden välisissä rajapinnoissa. Ankkurin pituus valitaan määräävän murtumistavan mukaan. Lisäksi suunnittelussa määritetään tarvittava ankkurimäärä ja yksittäisen ankkurin vaadittava kapasiteetti sekä niiden sijoittelu.

## ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

**LEINO, RIIKKA:** Rock Anchored Foundation of Wind Turbine

Master of Science Thesis, 100 pages, 0 Appendix pages

December 2014

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Ralf Lindberg

Keywords: Wind turbine foundation, wind turbine, foundation on rock, rock anchoring

Wind turbines face significant loads during their service life. These mainly overturning moment loads cause significant tension loads to their foundations. These tension loads are typically managed by adding additional weight to the foundation footing. Large vertical load of the massive concrete foundation will stabilize the effect of the large overturning forces. In this thesis an alternative foundation option for the traditional gravity foundation will be presented.

This thesis is carried out as a literary research. The design is governed by eurocode design procedures. However the anchoring instructions of eurocode are partially defective and conflicting with each other. This causes some challenges to the design of rock anchoring.

In a rock anchored wind turbine foundation the base element of the wind turbine is fixed to the rock mass using pretensioned rock anchors. In the structure the significant mass and tension capacity of the rock will be utilized instead of the weight of concrete. This way building a massive concrete foundation footing can be avoided. The goal of rock anchoring is to lower the costs of the foundation when the wind turbine is located on strong bed rock. Utilizing rock anchoring in the foundation structures requires a very strong bed rock. In order to create a reliable rock anchored foundation, the strength and properties of rock mass must be estimated with sufficient precision. A wind turbine foundation demands for extensive ground surveys, in order to create a reliable foundation.

Pretensioned rock anchors are used in a wind turbine foundation which assures minor displacements in the rock anchors. The rock anchors are either bar anchors or strand anchors. In the design of the rock anchorage all of the possible failure modes of the anchors must be considered. The failure can occur in the rock, tendon or in the interface between the rock and the tendon. The design will be carried out taking into account all the failure modes and the mode with lowest capacity will define the needed length of the anchor. Also the quantity and capacity of the individual tendons is determined in the design process.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Keski-Suomen Betonirakenne Oy:n sekä Peikko Groupin rahoituksella. Diplomityön ohjaajana toimi Jukka Kallio Ramboll Finland Oy:stä. Työn valvojana toimi Tampereen teknillisen yliopiston rakennetekniikan professori Ralf Lindberg.

Työni ohjaamisesta ja tarkastamisesta haluan kiittää lämpimästi professori Ralf Lindbergiä (TTY). Työni rahoittamisesta haluan kiittää rahoittavia tahoja. Erityisesti mainittakoon Ville Vesanen (Keski-Suomen Betonirakenne Oy) sekä Kari Tuominen (Peikko Group), joita haluan kiittää avusta ja ammattitaitonsa jakamisesta kiireidensäkin keskellä. Lisäksi kiitän ohjaajaani ja esimiestäni Jukka Kalliota, joka myöskin kiireistään huolimatta tarjosi uusia näkökulmia ja apuaan työn tekemiseen.

Lisäkiitoksen haluan esittää myös kaikille niille henkilöille, jotka ovat työni suhteen tarjonneet tukeaan ja neuvojaan. Kiitos Juho Mansikkamäelle (TTY/ Ramboll Finland Oy) avusta ja projektiin osallistumisesta. Lisäksi kiitän kollegaani Jaakko Norrkniivilää (Ramboll Finland Oy) avusta ja rohkaisusta työni edetessä. Kiitoksensa ansaitsevat myös muut työtoverini, jotka jaksoivat kannustaa minua työni edetessä.

Lopuksi haluan kiittää perhettäni sekä avomiestäni loputtomasta tuesta, ymmärryksestä ja kärsivällisyydestä diplomityöni ja opintojeni aikana.

Porissa, 13.12.2014

*Riikka Leino*

# SISÄLTÖ

Merkinnät .....	vii
1 Johdanto.....	1
2 Tuulivoimalat.....	4
2.1 Tuulivoimalan rakenne .....	4
2.2 Tuulivoimalan perustukset.....	6
2.3 Tuulivoimalan kallioankkuriperustus.....	9
3 Tuulivoimalan kuormat .....	12
3.1 Ohjaus- ja turvajärjestelmä .....	13
3.2 Kuormatyypit .....	13
3.3 Kuormitusyhdistelyt ja osavarmuuskertoimet .....	16
3.4 Väsymiskuormat.....	18
3.5 Perustusten kuormitukset.....	18
4 Kallion ominaisuudet .....	20
4.1 Kiinteän kallion ominaisuudet .....	20
4.2 Luonnontilaisen kallion ominaisuudet.....	21
4.3 Kallion luokitukset .....	25
4.4 Kalliotutkimukset .....	26
4.5 Vesimenekkiprojektio .....	28
4.6 Kallion lujittaminen injektoimalla.....	29
5 Kallioankkurit .....	31
5.1 Jännemenetelmät .....	31
5.2 Ankkurin osat .....	33
5.3 Jännetyypit .....	37
6 Kallioankkurin murtotapaukset.....	39
6.1 Ankkurin murtuminen .....	40
6.2 Tartunnan pettäminen ankkurin ja juotoksen välisellä rajapinnalla .....	41
6.2.1 Jännitys jakauma rajapinnalla .....	41
6.2.2 Tartunnan muodostuminen rajapinnalla .....	43
6.2.3 Tartuntalujuuden suuruus.....	45
6.3 Kallion ja juotoksen välisen tartunnan pettäminen .....	46
6.4 Kalliomassan vetomurto .....	47
6.5 Ankkurointivoiman häviäminen.....	50
6.6 Korroosio .....	53
6.7 Kapasiteetti syklisiä kuormia vastaan .....	57
7 Kallioankkuroidun perustuksen suunnittelu .....	59
7.1 Suunnittelussa käytettävät ohjeet ja standardit .....	60
7.2 Suunnitteluperusteet .....	61
7.3 Voimien siirtyminen perustukselle.....	63
7.4 Kalliomassan murtuminen .....	65
7.5 Ankkurien vetokapasiteetti .....	68
7.6 Ankkurin ulosvetokestävyys .....	70

7.6.1	Tartunta juotos-ankkurirajapinnalla .....	71
7.6.2	Tartunta kallio-juotosrajapinnalla .....	74
7.6.3	Jänteen vapaa pituus .....	76
7.7	Esijännitysvoiman määrittäminen .....	76
7.8	Jännityshäviöiden määrittäminen .....	78
7.9	Betonijalustan suunnittelu.....	81
7.10	Kallion kantokestävyys.....	81
7.11	Korroosiosuojaus.....	82
7.11.1	Vaadittava korroosiosuojauksen taso ankkurin eri osissa.....	83
7.11.2	Juotoksen korroosiosuoja.....	87
7.11.3	Muut suojaukset .....	88
7.12	Juotos .....	89
7.13	Ankkureiden hyväksyntä ja koestus .....	91
8	Yhteenveto.....	93
	Lähteet.....	97

# MERKINNÄT

## *Latinalaiset kirjaimet*

$A_s$	ankkurin jännityspoikkipinta-ala kierteiden kohdalla
$A_g$	ankkuritangon bruttopoikkileikkausala
$A_p$	ankkuritangon poikkileikkausala
$D$	juotossylinterin halkaisija, porareiän halkaisija
$D_c$	teoreettisen kalliokartion korkeus
$D_f$	perustuksen halkaisija
$D_t$	tuulivoimalatornin keskihalkaisija
$d_t$	ankkurin kierteen ulkohalkaisija
$E_d$	kuormien vaikutusten mitoitusarvo
$E_k$	kuormien vaikutusten ominaisarvo
$f_{bd}$	ankkuritangon tartuntalujuuden mitoitusarvo jänteen ja juotoksen rajapinnassa
$f_{bpt}$	tartuntajänteen tartuntalujuuden mitoitusarvo jänteen ja juotoksen rajapinnassa
$f_{ctd}$	juotoksen vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctk}$	juotoksen vetolujuuden ominaisarvo
$F_d$	kuorman mitoitusarvo
$F_k$	kuorman ominaisarvo
$f_{p,0,1,k}$	jänteen 0,1-rajaa vastaava lujuus jännepunokselle
$f_{pk}$	jänteen murtolujuus jännepunokselle
$F_{t,d}$	vetokuorman mitoitusarvo
$F_{t,Rd}$	ankkurin vetokapasiteetti murtorajatilassa
$F_{tg,Rd}$	ankkurin varren vetokestävyys
$F_{tt,Rd}$	ankkurin kierteiden vetokestävyys
$f_{ua}$	teräksen murtolujuus
$f_y$	teräksen myötölujuus
$h_f$	betoniperustuksen korkeus
$k$	aaltoisuusluku
$l$	vesimenekkikokeen tarkasteluvälin pituus
$L_a$	kallioankkureiden kokonaispituus
$L_b$	ankkurin tartuntapituus
$l_{b,rqd}$	jänteen ankkuroidintipituuden vaadittava perusarvo
$l_{bd}$	ankkuroidintipituuden mitoitusarvo
$l_{bpd}$	ankkuroidintipituuden mitoitusarvo jännepunokselle
$L_{free}$	ankkurin vapaa pituus
$l_{pt}$	siirtymäpituuden perusarvo jännepunokselle

$M_{d,dst}$	kaatavan momentin mitoitusarvo
$M_{d,stb}$	pystyssä pitävän momentin mitoitusarvo
$p$	vesimenekikokeessa käytetty ylipaine
$P_0$	jänteeseen jätettävä esijännitysvoima
$P_{0,max}$	ankkurin esijännitysvoiman maksimiarvo
$P_{0,min}$	ankkurin esijännitysvoiman minimiarvo
$P_d$	ankkurointikuorman mitoitusarvo
$P_k$	ankkurointikuorma käyttörajatilassa
$P_{m,0}$	jännittämisen jälkeen vaikuttava alkujännevoima
$P_{t,k}$	ankkurin ominaismurtokapasiteetti
$Q_w$	vesimenekki vesimenekikokeessa
$R_{a,rg,k}$	ankkurin vetokestävyys kallion ja juotoksen rajapinnalla
$R_{a;d}$	ankkurin ulosvetokestävyysmitoitussarvo
$R_{a;k}$	ankkurin ulosvetokestävyysmitoitussarvo
$R_d$	lujuuden mitoitusarvo
$R_k$	lujuuden ominaisarvo
$RQD$	kallion laatuluokan RQD-arvo
$t_w$	vesimenekikokeeseen käytetty pumppausaika
$V_d$	pystykuorman mitoitusarvo kallion pinnassa

### ***Kreikkalaiset kirjaimet***

$\phi$	ankkurin halkaisija
$\alpha_c$	teoreettisen ulosvetokartion kärkikulma
$\gamma'$	maa-aineksen tilavuuspaino veden alla
$\gamma_{a;p}$	ankkuroinnin osavarmuusluku pysyvälle ankkurille
$\gamma_{a;t}$	ankkuroinnin osavarmuusluku mukaan tilapäiselle ankkurille
$\gamma_f$	kuorman osavarmuusluku
$\gamma_M$	lujuuden osavarmuusluku mukaan
$\gamma_{M0}$	teräsrakenteiden osavarmuusluku
$\gamma_{M2}$	teräsosien liitosten osavarmuusluku
$\gamma_{M3,ser}$	liitosten osavarmuusluku rakenteen liukumiskestävyydelle
$\gamma_R$	kallion tilavuuspaino
$\gamma_{R,d}$	lujuuden mitoitusarvon mallikerroin
$\gamma_{R,v}$	kallion kantokestävyyden osavarmuusluku
$\gamma_{Sd}$	kuormien vaikutusten mallintamisen epävarmuuden osavarmuusluku
$\gamma_w$	veden tilavuuspaino
$\Delta P$	kokonaisjännityshäviö
$\Delta P_{c+s+r}$	pitkäaikaiset jännehäviöt
$\Delta P_{el}$	jännityshäviö kimmoisesta kokoon puristumasta
$\Delta P_i$	jännevoiman alkuhäviö
$\Delta P_r$	jännityshäviö relaksaatiosta



$\Delta P_{sl}$	jännityshäviö ankkurointiliukumasta
$\Delta P_{\mu}$	jännityshäviö janteen ja suoja-putken välisestä kitkasta
$\mu$	janteen ja suoja-putken välinen kitkakerroin
$\sigma_{p,max}$	jänteeseen vaikuttava suurin jännitys
$\tau_k$	juotoksen ja kallion välinen tartuntalujuus
$\tau_{ult}$	juotoksen ja kallion välisen tartuntalujuuden teoreettinen yläraja
$\varphi_c$	teoreettisen ulosvetokartion kärkikulman puolikas

# 1 JOHDANTO

Öljyn hinnan nouseminen sekä huoli rajallisista fossiilisten polttoaineiden varastoista ovat johtaneet uusiutuvien energian tuotantomuotojen kuten tuulivoiman suosimiseen. Tänä päivänä suurin syy tuulivoimatuotannon kehittämiseen on tuulivoiman pienet CO<sub>2</sub>-päästöt. Euroopan unioni on linjannut energiapolitiikan, jossa se sitoutuu tuottamaan 20 % energiastaan käyttäen uusiutuvia energian lähteitä (Euroopan unioni 2014). Myös Suomi on osana Euroopan unionia sitoutunut näihin tavoitteisiin. Jotta tavoitteeseen päästään, Suomen valtio tukee tuulivoimatuotantoa syöttötariffin avulla, joka on määritetty laissa 1396/2010. Syöttötariffijärjestelmässä sähkön tuottajalle maksetaan määrääjän tukea, eli syöttötariffia, tukeen oikeuttavasta tuotannosta. Tuulivoiman tuottajia voidaan tukea, kunnes järjestelmään hyväksytyjen generaattoreiden yhteenlaskettu nimellisteho ylittää 2 500 megavoltiampeeria (30.12.2010/1396). Vastaavia tariffeja on säädetty myös muissa Euroopan maissa, osa Euroopan unionista tukee tuulivoimatuotantoaan muin keinoin (Burton et al. 2011). Vuoden 2013 lopussa Suomen tuulivoimakapasiteetti oli 447 MW (VTT 2013). Saman lähteen mukaan suunniteltuja hankkeita oli kuitenkin merkittävästi enemmän, sillä Suomessa oli julkaistu tuulivoimahankkeita noin 11 013 megawatin (MW) edestä jo 6.9.2013 mennessä (VTT 2013). Nämä taustat tekevät tästä diplomityöstä ajankohtaisen, sillä tuulivoimalatuotannon kasvu ja tukeminen Suomessa mahdollistavat myös uusien tuulivoimaratkaisujen kehittelyn.

Tässä diplomityössä käsitellään tuulivoimalan perustamista hyödyntäen kallioankkurointia. Työssä keskitytään suunnittelumenetelmien selvittämiseen. Syynä ankkureiden hyödyntämiseen on taloudellisesti kannattavan perustuksen saavuttaminen, kun tuulivoimaloita perustetaan lujalle kalliolle. Tyypillisesti tuulivoimaperustukset vaativat suuren määrän betonia. On mahdollista, että kallioankkuroinnilla voitaisiin välttää suuren betoniperustuksen rakentaminen, kun betonin massa korvataan ankkureilla. Tässä työssä ei kuitenkaan perehdytä ankkuroinnin kustannuksiin. Ankkurointia on sovellettu ulkomailla tuulivoimaloiden perustamiseen aiemminkin. Tästä ovat esimerkkinä lähteet (Yan et al. 2014) ja (Earth Systems Global Inc. 2009). Tarkempi kotimainen tutkimus aiheesta kuitenkin puuttuu. Tämä diplomityö on vasta ensiraapaisu laajaan aihepiiriin.

Tuulivoimaloiden perustukset ovat erityisiä rakenteita, joiden suunnittelulle ominaista ovat suuret kaatavat kuormitukset. Tämä johtaa suuriin vetokuormituksiin perustuksen ja maapohjan rajapinnassa. Useimmiten rakentamisessa perustuksille jakaantuvat kuormat ovat luonteeltaan puristavia. Tällaisille perustuksille kehitetyt menettelytavat ovat pääsääntöisesti selkeitä ja hyvin tunnettuja jo pitkältä ajalta (Hanna 1982). Saman lähteen mukaan vedetyt perustukset ovat kuitenkin huonommin tunnettuja. Lisäksi näille

rakenteille on tavallista myös veto- ja puristuskuormituksen vaihtelu (Hanna 1982). Perustusten materiaalit kuten maa ja betoni kestävät vetojännityksiä huonosti, joten niiden suunnittelu on ongelmallisempaa. Jotkut kalliot ja maatyypit kestävät vetoa paremmin. Pääsääntöisesti suurella kaatavalla voimalla kuormitettuja perustuksia voidaan pitää pystyssä joko suurella massalla tai ankkureilla (Wyllie 1999). Tyypillisesti tuulivoimalan perustus onkin massiivinen betoniantura, jonka massa pitää voimalan pystyssä. Ankkuroinnin ideologia poikkeaa tästä jonkin verran, sillä siinä myös vetokuormitukset viedään kalliolle ja tornin massaa ei tarvitse kasvattaa. Kallioankkuroinnin tarkoitus on muuttaa kallion jännityskenttää. Esijännityksen kohdistuessa perustukseen, kallion jännityskenttä muuttuu ankkurin lähistössä ankkurin siirtäessä vetokuormia syvemmälle kallioon. Lisäksi ankkurointi estää kallion lohcareiden liikkeen pitäen niitä paikallaan. (Hanna 1982)

Tässä diplomityössä käsitellään kallioankkuroidun tuulivoimalan mitoitusmenetelmät eurokoodin ohjeiden ja muiden suomalaisten suunnitteluohjeiden mukaan. Lisäksi sovelletaan ulkomaisia tutkimustuloksia. Diplomityön ensimmäiset kappaleet käsittelevät tuulivoimaa ilmiönä ja tuulivoimaloiden rakennetta. Lisäksi käsitellään tuulivoimalan kokemia kuormituksia, joiden luonne poikkeaa tavanomaisesta talonrakentamisen kuormituksista. Kappaleessa 4 esitellään kallion ominaisuuksia. Kallioperän ominaisuudet vaikuttavat merkittävästi ankkuroinnin suunnitteluun ja taloudellisuuteen. Kallion ominaisuudet määrittävät myös sen, onko kallioankkurointi ylipäättään mahdollista suunnitellussa kohteessa. Kappaleessa 5 esitellään itse kallioankkureiden ominaisuuksia. Kappaleissa 6 ja 7 esitellään kallioankkureiden suunnitteluun liittyviä näkökulmia. Kappale 7 esittää varsinaiset käytettävät suunnittelumenetelmät, ja edeltävä kappale käsittelee suunnittelunäkökulmia yleisemmällä tasolla ja auttaa ymmärtämään kallioankkuroinnin toimintaperiaatteen.

Asennukseen ja koestamiseen liittyvät näkökulmat on rajattu pois tämän diplomityön tutkimuksesta. Diplomityössä keskitytään kallioankkuroinnin suunnitteluun, eikä siinä tarkastella muiden perustuksen komponenttien mitoitusta. Maalle perustettavat voimalat eroavat merkittävästi merelle perustettavista offshore-tuulivoimaloista. Offshore-tuulivoimaloiden kokemat kuormitukset ovat huomattavasti monimutkaisemmat ja aiheutuvat eri lähteistä kuin maalle perustettavissa voimaloissa. Tästä johtuen merelle perustettavien offshore-tuulivoimaloiden ankkurointi on rajattu pois tämän diplomityön sisällöstä. Tässä diplomityössä käsitellään vain suoraan kalliolle ankkuroituja perustuksia. Mikäli perustuksen ja kiinteän kallion välissä on pehmeitä maakerroksia, ovat niiden vaikutukset suunnitteluun huomioitava. Tätä tilannetta ei käsitellä tässä diplomityössä.

Tässä diplomityössä käsitellään vain Suomessa hyväksyttäjä ja testattuja kallioankkurityyppejä. Diplomityössä käsitellään vain pysyvään kallioankkurointiin soveltuvia kallioankkureita ja niiden suunnittelua. Työssä oletetaan että tuulivoimala rakennetaan Suomeen, diplomityössä ei käsitellä esimerkiksi maanjäristysten aiheuttamia lisäkuor-

mituksia. Lisäksi oletetaan että ankkuroitava kallioperä on Suomalainen kallioperä, joka on tyypillisesti varsin lujaa. Kun ankkurointia sovelletaan heikkoon kallioperään kuten hiekka- tai kalkkikiveen, tulee erityisen heikon kallion vaikutukset ankkurointiin huomioida. Tässä diplomityössä ei ole otettu tarkasti kantaa suoritettaviin pohjatutkimuksiin kallioankkuroidun tuulivoimalan työmaalla. Työssä on esitelty joitain tutkimustapoja, mutta selvityksen ei ole tarkoitus olla kattava selvitys pohjatutkimusmenetelmistä.

## 2 TUULIVOIMALAT

Tuulivoimaloita on käytetty sähkön tuotannossa jo 1800-luvun lopulta alkaen. Ensimmäinen tuulivoimala oli Yhdysvalloissa rakennettu 12 kW tasavirtageneraattori. 1900-luvun alkupuolella tuulivoimaa ei tästä huolimatta hyödynnetty sähköntuotannossa. Vasta vuosisadan puolivälissä saavutettiin tuuliturbiinien tuotannossa merkittävää kehitystä, kun ensimmäinen ohjausjärjestelmällä varustettu tuulivoimala rakennettiin. 1980-luvulla kehiteltiin ensimmäisiä megawattiluokan tuulivoimalaprototyyppiejä. Nykyään tyypillisen tuulivoimalan nimellisteho vaihtelee 2,0–3,0 MW välillä (Motiva 5.12.2014). Suurimmat tuulivoimalat Suomessa ovat jo noin 5,0 MW voimaloita (Motiva 5.12.2014). Niin Suomessa (Suomen Tuulivoimayhdistys Ry) kuin maailmallakin (Burton et al. 2011) tuulivoimaloissa on yleistynyt niin sanottu tanskalainen standardi. Tanskalaisen standardin mukaisessa tuulivoimalassa vaaka-akselinen kolmilapainen roottori sijaitsee torniin nähden tuulen yläpuolella. Konehuoneessa sijaitsevat roottorin vaihteen nopealla akselilla nopeasti pyörivä induktiogeneraattori sekä akseliin kytketty ylennysvaihe. Niin kutsutun tanskalaisen standardin mukainen tuulivoimala on esitetty kuvassa 2.1. (Burton et al. 2011).

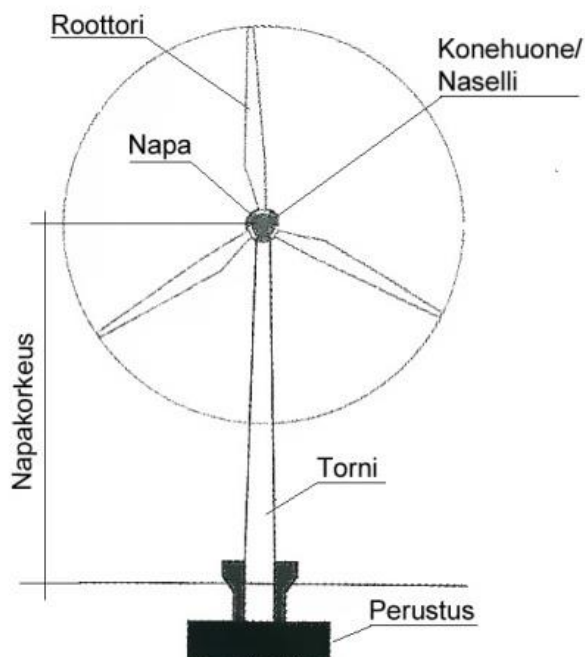


*Kuva 2.1 Tuulivoimala Vestas V100 1.8MW (Vestas Wind Systems A/S)*

### 2.1 Tuulivoimalan rakenne

Tuulivoimala muuntaa tuulen liike-energian sähköksi. Sen useat eri komponentit toimivat yhdessä muodostaen järjestelmän, joka pyrkii mahdollisimman tehokkaasti tuotta-

maan mahdollisimman suuren määrän energiaa. Kuvassa 2.2 on esitetty tyypillinen tuulivoimalan rakenne. Edellä on esitetty tuulivoimalan pääosien nimeäminen ja niiden tehtävät.



*Kuva 2.2 Tuulivoimalan rakenne*

1. Roottori ja lavat
2. Napa
3. Naselli eli konehuone
4. Torni
5. Perustus

### **1. Roottori**

Tuulivoimalan tuulessa pyörivät lavat eli siivet muodostavat roottorin, joka muuntaa tuulen liike-energian pyörimisliikkeeksi. Roottorin tyypillinen halkaisija vaihtelee tyypillisesti 40–140 m välillä (Motiva 5.12.2014). Roottori kääntyy tuulen mukana, siten että suurin mahdollinen hyöty saadaan irti tuulen liike-energiasta ja tuotetun sähkön määrä maksimoidaan. Suurin osa tuulivoimaloista on kolmilapaisia (DNV/Risø 2002). Roottorin lavat ovat onttoja ja ne muotoillaan siten, että niiden aerodynaamiset ominaisuudet on optimoitu tuottamaan mahdollisimman suuri pyörimisliike. Roottorin lavat ovat tyypillisesti lasikuidusta, jonka kyllästämiseen käytetään esimerkiksi polyesteria tai epoksia. (DNV/Risø 2002)

### **2. Napa**

Roottorin lavat kiinnittyvät niin sanottuun napaan. Napa kiinnittää roottoriin muuhun torniin. Napaosa valmistetaan tyypillisesti valurautakomponenteista, sen suhteellisen monimutkaisen muodon takia. Tuulivoimalan ilmoitettu korkeus tarkoittaa tyypillisesti

voimalan napakorkeutta, siis korkeutta maan pinnasta voimalan navan keskelle. (DNV/Risø 2002)

### **3. Konehuone eli naselli**

Tuulivoimalan lavat on kiinnitetty generaattorin akseliin, joka puolestaan muuntaa pyörimisliikkeen sähköenergiaksi. Konehuoneessa eli nasellissa sijaitsee muun muassa tuulivoimalan generaattori, vaihteisto ja jarrujärjestelmät. Generaattori on se tuulivoimalan osa, joka muuntaa mekaanisen energian sähköksi. Vaihteisto muuntaa pyörimisliikkeen generaattorin ominaisuuksille sopivaksi. (DNV/Risø 2002)

### **4. Tornit**

Tuulivoimalan torni kannattelee konehuonetta ja tarjoaa tuulivoimalle tarvittavan korkeuden, jotta voidaan saavuttaa suuremmat tuulen nopeudet korkeammalla maan pinnasta. Teollisten tuulivoimaloiden korkeus vaihtelee tyypillisesti 50–140 m välillä, riippuen voimalan rakennuspaikasta ja nimellistehosta (Motiva 5.12.2014). Suurten tuulivoimaloiden tornit ovat tavallisesti terästä, mutta myös betonisia hybriditorneja käytetään. Tänä päivänä useimmat tornit ovat sylinterimäisiä, mutta myös ristikkorakenteisia torneja on tehty. Tuulivoimalan torni kootaan osista, jotka tyypillisesti liitetään toisiinsa pulttiliitoksia. Alimmainen tornin osa liitetään pulttiliitoksella perustukseen. (DNV/Risø 2002)

### **5. Perustukset**

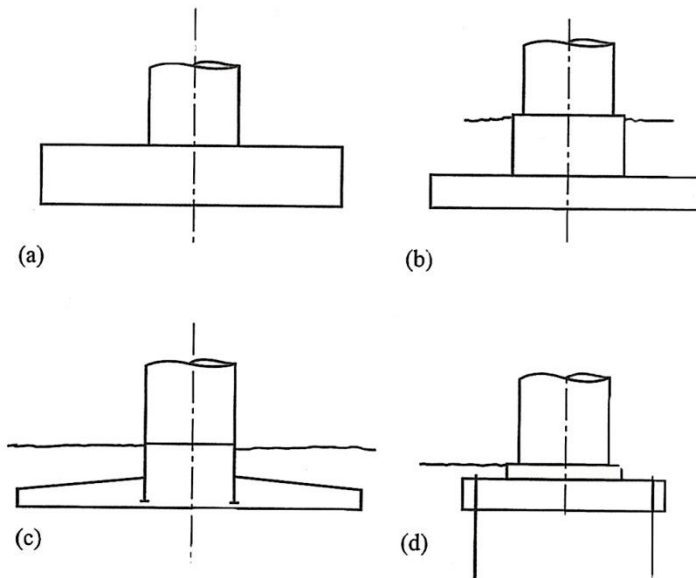
Tuulivoimalan perustukset pitävät tuulivoimalan pystyssä ja siirtävät kuormat maapohjalle. Teräksinen tuulivoimalatorni liitetään massiiviseen perustukseen tyypillisesti pulttiliitoksella. Tuulivoimaloiden perustuksia käsitellään laajemmin seuraavassa alaluvussa.

## **2.2 Tuulivoimalan perustukset**

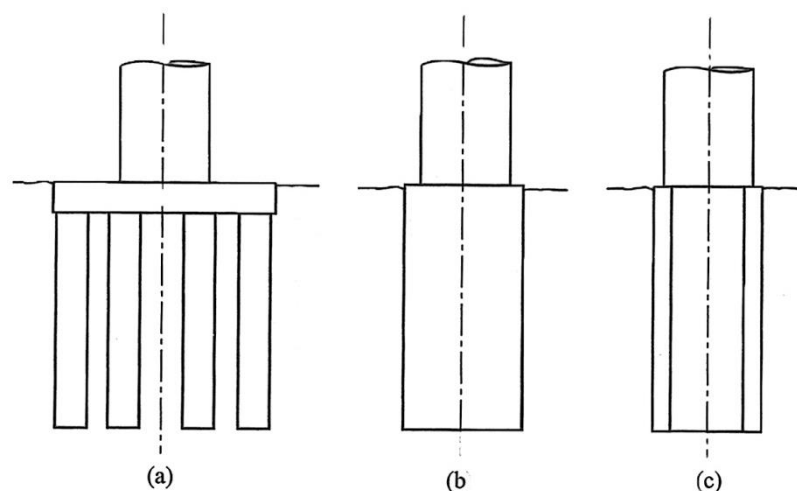
Erilaisia onshore -tuulivoimalan perustamistapoja ovat gravitaatioperustukset, paalupe-  
rustukset ja tässä diplomityössä käsiteltävä kallioankkuriperustukset. Yhdysvalloissa käytössä on myös niin sanottu ”monopile”-perustus, josta käytetään myös nimitystä Patrick & Henderson -perustus. Lisäksi näistä perustuksista on useita erilaisia versioita ympäri maailmaa. Pääasiassa maapohjan ominaisuudet määrittävät mikä perustamistyyppi on kohteessa mahdollinen sekä taloudellisesti järkevä (DNV/Risø 2002). Tuulivoimaloiden suunnittelussa on huomioitavaa, että pelkästään tekniikka ei ohjaa tuulivoimalan suunnittelua. Tuulivoimaloiden, kuten perustustenkin suunnittelua, ohjaa pitkälti kustannustason optimointi, siten että energiaa saadaan tuotettua mahdollisimman pienellä kustannuksella. Sillä energian lähde eli tuuli on ilmainen luonnonvara, on optimaalinen tuulivoimalasuunnitelma se, jonka tuotanto ja ylläpitokulut ovat pienimmät tuotettua kilowattituntia kohti (DNV/Risø 2002). Seuraavat tekijät tulee arvioida valittaessa tuulivoimalan perustamistapaa (DNV/Risø 2002):

- maapohjan kantavuus (kantokestävyys, liukuminen ja kaatuminen)
- maapohjan kantavuus syklisen kuormien vaikuttaessa
- maapohjan painuma
- maapohjan eroosio.

Paaluperustus tarvitaan, kun perustetaan heikolle maapohjalle ja on tarpeen viedä kuormitukset syvemmälle lujempiin maakerroksiin (DNV/Risø 2002). Kallioankkuroitu perustus puolestaan on vaihtoehto gravitaatioperustukselle perustettaessa kalliolle, jonka puristuslujuus on suhteellisen suuri verrattuna esimerkiksi Suomessa tyypilliseen moreeniin. Erityyppiset perustusvaihtoehdot on esitetty kuvissa 2.3 ja 2.4.



*Kuva 2.3 Tuulivoimalan perustamistyyppit: erilaiset gravitaatioperustukset (a,b,c), ankkuroitu perustus (d) (Burton et al. 2011)*



*Kuva 2.4 Tuulivoimalan perustustyyppit: paaluperustus (a), yhtenäinen "monopile"-perustus (b), ontto "monopile"-perustus (c) (Burton et al. 2011)*

Tuulivoimalaperustukselle on tyypillistä varsin suuri kaatava momentti verrattuna sen pystykuormitukseen. Tuulen kuormitukset aiheuttavat perustukselle suhteellisen suuren



kaatavan momentin, jonka suuruus riippuu tuulivoimalatyypistä. Kaatavan momentin vaikuttaessa pyrkii se irrottamaan perustuksen alapinnan maasta aiheuttaen samalla perustukseen vetovoimia. Suurten vetokuormitusten hallinta rakenteissa on haastavaa (Hanna 1982). Vetävien kuormien lisäksi tyypillistä tuulivoimala perustukselle on varsin merkittävät väsymiskuormitukset, jotka aiheutuvat roottorin pyörimisliikkeen jaksottaisuudesta. Perustus on näin ollen mitoitettava murto- ja käyttörajatilojen lisäksi myös väsymisrajatilassa.

Suunnitteluun ryhdyttäessä tulee työmaalla suorittaa kattavat pohjatutkimukset. Alun perin Tanskassa kehitetyn suunnitteluohjeen (The recommendations of the Danish Technical Criteria for Type Approval of Wind Turbines) mukaan seuraavat tekijät tulisi huomioida erityisesti tuulivoimalaperustusten pohjatutkimuksissa (DNV/Risø 2002):

- kantokestävyys
- painumat
- perustuksen jäykkyys
- perustusten kuivatus tarvittaessa
- staattiset ja dynaamiset ominaisuudet
- herkkyyys dynaamiselle kuormitukselle.

Perinteinen ja yleisin perustamistapa tuulivoimalalle on gravitaatioperustus (DNV/Risø 2002). Gravitaatioperustuksessa tuulivoimalan voimat välitetään suuren betonianturan kautta maapohjalle. Kaatava momentti pyritään kumoamaan perustuksen suurella koolla ja massalla. Suuren kaatavan voiman takia perustuksen halkaisija ja siten myös betonin määrä kasvaa usein varsin suureksi. Tämä perustamistapa valitaan, kun maaperän ylimpien kerrosten kapasiteetti riittää kantamaan tuulivoimalan kuormitukset. Ihanteellinen muoto gravitaatioperustukselle on ympyrä. Laatta voi olla tasapaksu, mutta usein valitaan reunoille kapeneva laatta, joka on tornin kohdalla paksumpi. Näin laatan muoto saadaan likimain vastaamaan perustuksen momenttijakaumaa, jolloin pienten taivutusmomenttien kohdalla perustus on ohuempi. Näin saadaan säästettyä perustukseen kuluvan betonin määrää. Tavallisesti tuulivoimalan terästorni ankkuroidaan perustukseen pulttikehän avulla. Pulttikehä muodostuu kahdesta rengasmaisesta teräslevystä ja niiden välisistä pulteista. Tornin alin elementti muodostuu nostosta ja niin kutsutusta t-laipasta. Tornin laippa kiinnitetään betoniin valettavan pulttikehän ylempään laippaan ja pultit esijännitetään. Kalliolle perustettaessa gravitaatioperustus vaatii suuren tilavuuden, jotta perustuksen varmuus kaatumista vastaan on riittävä. Kalliolla on kuitenkin niin suuri puristuskapasiteetti, että sen takia vastaavan suurta anturan tilavuutta ei välttämättä tarvittaisi. Tämä saattaa johtaa taloudellisesti tehottomaan ratkaisuun. (Burton et al. 2011)

Perustuksen jäykkyyden määrittäminen on tärkeä osa tuulivoimaperustuksen suunnittelua tornin ominaistaajuuden määrittämisen takia. Ominaistaajuus on tunnettava, jotta resonanssivaara voidaan välttää. Tuulivoimalavalmistajat perinteisesti määrittelevät perustukselle minimijäykkyyden, joka suunnitelmien on toteutettava. Tornin ominais-

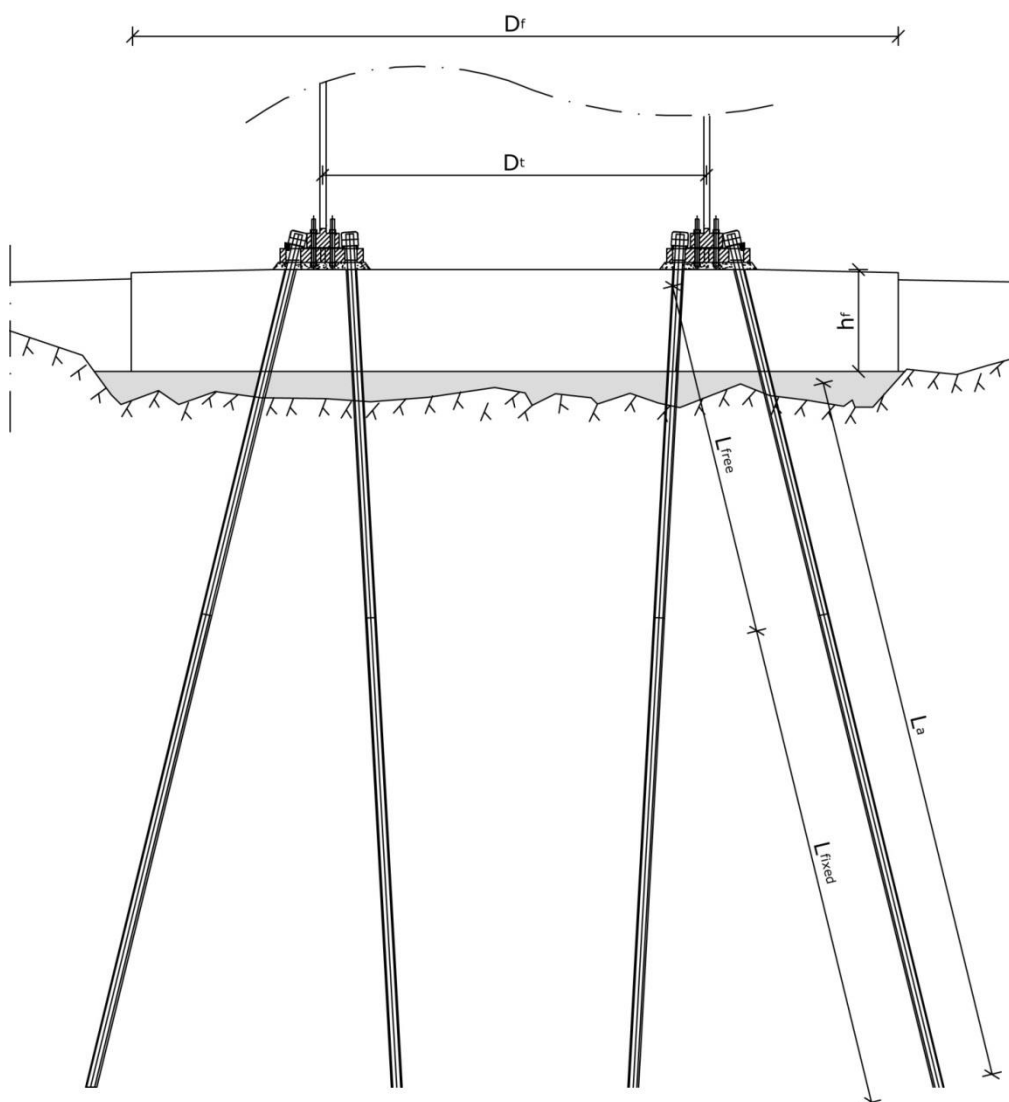
taajuuteen perustuvat tornille määräytyvät väsymiskuormat, jotka ovat tuulivoimalavalmistajan ennalta määrittelemät. Jos rotaatiojäykkyys alittaa minimin, perustuvat valmistajan kuormitukset virheelliseen oletukseen ja tämä johtaa myös väärin kuormatietojen käyttämiseen myöhemmässä suunnittelussa. (Burton et al. 2011)

Perustuksen jäykkyys koostuu maan kantavuudesta ja jäykkyydestä sekä perustusrakenteiden itsensä jäykkyydestä (DNV/Risø 2002). Kun arvioidaan rakenteiden dynaamista vastetta, on tärkeää tuntea perustuksen jäykkyys. Perustuksen jäykkyyden määrittämistä kallioankkuroidulle perustukselle ei ole juuri tutkittu. On kuitenkin selvää, että ankkuroitu perustus on varsin jäykkä kun sitä verrataan muihin perustamismalleihin. Tämä johtuu muun muassa ankkurien suuresta esijännityksestä. Perustuksen jäykkyyden määrittäminen kallioankkuroidulle perustukselle on jätetty tämän diplomityön tarkastelun ulkopuolelle, mutta tulevaisuudessa tutkimukselle on aihetta.

## 2.3 Tuulivoimalan kallioankkuriperustus

Jos kalliolle perustettaessa käytetään perinteistä gravitaatioperustusta, joudutaan käyttämään suuria määriä betonia, jotta rakenteen varmuus kaatumista vastaan saadaan riittävän suureksi. Todennäköisesti perustuksen halkaisijaa joudutaan kasvattamaan, vaikka maaperän kantavuusvaatimus ei sitä vaadi. On mahdollista, että kallion kapasiteettia jätetään käyttämättä varsin merkittävästi. Tässä diplomityössä kallioankkuroidun perustuksen perusajatus on käyttämättömän kalliokapasiteetin hyödyntäminen paremmin. Tässä diplomityössä käsiteltävän perustustyyppin hyödyntämisen yhtenä tavoitteena on vähentää käytettävän betonin määrää ja luoda kustannustehokkaampi perustus. Muun muassa (Burton et al. 2011) esittää, että kallioankkurit vähentävät vaadittua betoniperustuksen kokoa, kun maapohja on riittävän lujaa.

Tässä diplomityössä käsiteltävä kallioankkuroitu perustamistapa on esitetty kuvassa 2.5. Kuvassa esitetyssä perustuksessa perinteinen pulttikehä korvataan teräksisellä aluslevyllä, joka ankkuroidaan kallioon. Aluslevyt siirtävät kuormat ankkureilta teräslevylle. Tornin laippa kiinnitetään pulttiliitoksella aluslevyyn, joka välittää kuormat edelleen ankkureille ja betonille. Kallioankkurit kiinnittävät adapterilevyn myös betoniperustukseen, joka tasaa tornin puristusjännityksiä. Aluslevyn ja betonijalustan väliin valetaan juotosbetonista juotosvalu. Juotosbetoni on tyypillisesti korkealujuuksista betonimassaa, jonka rakeisuus on hyvin hieno. Betoniperustus on raudoitettua teräsbetonia. Rauditus koostuu radiaaliseen ja tangentialiseen suuntaan kulkevista teräksistä sekä leikkaus- ja halkeiluteräksistä. Suunnittelussa yhtenä tavoitteena on minimoida tämän betoniperustuksen korkeus ja mahdollisesti jättää betonijalusta kokonaan pois.



*Kuva 2.5 Tuulivoimalan kallioankkuroitu perustus*

Kallioankkuroidun perustuksen ankkurit ovat esijännitettyjä kallioankkureita, jotka on jaettu ympyräkehälle tornin T-laipan molemmiin puolin. Ankkurien tyypillinen pituus vaihtelee 10 metrin ala- ja yläpuolella. Ankkurien lukumäärä määräytyy tuulivoimalaan kohdistuvien ulkoisten kuormien sekä kohdepaikan geoteknisten ominaisuuksien ja perustuksen geometrian mukaan. Kallioankkureita varten kallioon porataan reiät, joihin ankkurit asennetaan ja juotetaan tartuntapituuden matkalta. Ankkurin yläosaan jätetään vapaa pituus ja huolehditaan että sen pinnassa ei ole tartuntaa juotokseen. Lisäksi huolehditaan ankkurijärjestelmän riittävästä korroosiosuojauksesta esimerkiksi suojaputkilla. Ankkurit jännitetään riittävällä esijännitysvoimalla, jolloin ankkurit yhdessä sitovat kallion stabiloivaksi kalliomassaksi. Esijännityksen tarkoitus on vähentää normaalin tuulikuormituksen aiheuttamia muodonmuutoksia ankkureille. Lisäksi esijännityksellä saadaan vähennettyä jännitystilan muutoksia ankkureissa, jolloin kallioon ei kohdistu merkittävää syklistä kuorman vaihtelua.

Voimien siirto kallioankkuroidussa perustuksessa poikkeaa esimerkiksi gravitaatioperustuksen voimansiirtoideologiasta. Kuormien siirto kallioankkuroidussa tuulivoimaperustuksessa tapahtuu seuraavasti:

1. Pystykuormat siirretään aluslevyn avulla betoniperustukselle. Vastaavasti betoniperustus siirtää puristuskuormitukset edelleen kalliolle. Lisäksi vetävät kuormat siirtyvät kallioankkureille joista ne siirtyvät kitkan avulla juotokselle ja edelleen kalliolle.
2. Ankkureiden esijännitys aiheuttaa puristusjännityksen kallioperään, joka aiheuttaa kallion lohkojen sitoutumisen yhdeksi yksiköksi. Tätä kalliolohkareet sitovaa lukitusvaikutusta käytetään hyödyksi vastustamaan perustuksen kaatavia voimia kallion painon avulla.
3. Ankkureiden nostavia voimia vastustavat kallioankkureiden ja juotoksen välinen vaippakitka.
4. Ankkureiden lukitusvoiman johdosta betoniperustuksen vaakakuormat siirretään perustuksen ja kallion välisen kitkan avulla.
5. Tuulivoimalatornin sekä kallioankkureiden jännitysvoima on määritetty ylittämään ankkureiden maksimikuormitukset normaalitilassa. Näin ollen voimalan normaalikuormitukset eivät aiheuta jännityssuunnan muutoksia ankkureiden ja kallion rajapinnoissa, tornin pulteissa tai kallioankkureissa. Näin ollen kallioperässä ei ilmene syklisiä kuormitusvaihteluita.

Hieman vastaavia ankkuroituja tuulivoimaperustuksia on toteutettu myös ulkomailla. Esimerkkejä ankkuroiduista tuulivoimaperustuksista on Yhdysvalloissa patentoitu perustus (Earth Systems Global Inc. 2009). Tämän perustuksen erona tässä diplomityössä käsiteltävään perustukseen on kuormien siirto betoniperustukselle, jolta kuormat siirtyvät ankkureille. Tässä diplomityössä esitellyssä perustuksessa voimat siirretään ankkureille teräksisen aluslevyn, ei betoni perustuksen, kautta. Myös Kiinassa on tutkittu ankkuroidun perustuksen toimivuutta tuulivoimakohteissa. Kohteen perustus on lähes vastaava kuin Yhdysvalloissa patentoitu. Voimat siirretään niin ikään betoniperustuksen kautta ankkureille ja kalliolle. Kiinalainen tuulivoiman ankkurointitutkimus (Yan et al. 2014) käsittelee pääasiassa ankkuroidun perustuksen FEM-mallintamista (*engl. Finite Element Method*). Tutkimuksen johtopäätöksissä todettiin, että ankkuroitu tuulivoimaperustus on taloudellisesti järkevä toteuttaa (Yan et al. 2014).

### 3 TUULIVOIMALAN KUORMAT

Tuulivoimalat tulisi suunnitella ja valmistaa kestävästi riittävällä varmuudella ne kuormitukset, jotka tuulivoimala kokee koko elinkaarensa aikana. Tuulivoimala on käytännössä kone. Tämän takia tulee myös sen käytön ja ylläpidon suhteen varmistaa, että voimala kestää kuormitukset koko käyttöikänsä ajan riittävällä varmuudella (DNV/Risø 2002).

Tuulivoimaloiden kuormituksille on kehitetty kansainvälinen standardi IEC:n (*engl. International Electrotechnical Commission*) toimesta. Tuulivoimaloiden kuormitukset määritellään kansainvälisessä standardissa IEC 61400-1 ”*Wind Turbines – Part 1: Design Requirements*”. Standardin mukainen tuulen mitoittava nopeus vaihtelee eri maastoluokittain. Näitä maastoluokkia on kolme: luokka I, luokka II ja luokka III. Lisäksi rakennuspaikka, jonka olosuhteet eivät vastaa mitään kolmesta luokasta, sijoitetaan neljänteen luokkaan (luokka S), jossa tarkemmat tuulen parametrit on määritettävä suunnittelijan toimesta. Standardin mukainen tuulen nopeus vastaa 10 minuutin keskiarvoa nasellin korkeudella 50 vuoden tarkastelujakson aikana. Huomioitavaa on kuitenkin, että tämä ei tarkoita tuulivoimalan suunnitellun käyttöiän olevan 50 vuotta. Tavanomaisen tuulivoimalan suunniteltu käyttöikä on vain 20 vuotta (DNV/Risø 2002). (Burton et al. 2011)

Muita tuulivoimalan suunnittelua käsitteleviä ohjeita ja standardeja ovat muun muassa *Germanischer Lloydin* (GL) ohje ”Regulation for the Certification of Wind Energy Conversion Systems”. koskien tuulivoimaloiden suunnittelua. Suurelta osin GL ja IEC antavat keskenään samoja ohjeita. GL kuitenkin antaa laajemmin ja yksityiskohtaisemmin ohjeita eri rakenneosien suunnittelulle. Lisäksi DIBt (*saks. Deutsches Institut für Bautechnik*) on julkaissut tuulivoimaloiden suunnittelua koskevan standardin. Myös Tanskassa on kehitetty standardi DS:n (*engl. Danish Standard*) toimesta ja Alankomaissa NVN:n toimesta (DNV/Risø 2002). Tässä diplomityössä keskitytään vain eurokoodin suunnitteluohjeisiin ja IEC:n julkaisemiin kuormiin ja kuormitusyhdistelyihin. (Burton et al. 2011)

Pääsääntöisesti tuulivoimalan perustukset suunnittelevan rakennesuunnittelijan ei ole tarpeen määritellä ja analysoida tuulivoimalan kuormituksia ja mistä ne johtuvat. Perustukset suunnitellaan tuulivoimalavalmistajan määrittelemien kuormitusten mukaan. Suunnittelijan tehtäväksi tulee määritellä perustuksen omat pysyvät kuormitukset sekä määrittää tilanteessa määräävä kuormitusyhdistely sekä valita kuormatapauksille oikeat osavarmuuskertoimet. Suunnittelijan on kuitenkin hyvä pääpiirteissään ymmärtää mistä

tuulivoimalan eri kuormat aiheutuvat. Kuten johdantokappaleessa jo todettiin, tässä diplomityössä ei käsitellä offshore-tuulivoimaloita ja niiden kuormituksia.

### 3.1 Ohjaus- ja turvajärjestelmä

Tuulivoimala on varustettu ohjaus- ja turvajärjestelmillä, jotka määrittelevät mahdollisten suunnitteluolosuhteiden rajoitukset. Järjestelmien tarkoitus on pääasiassa pitää mahdollisten onnettomuustilanteiden tapahtumisen todennäköisyys riittävän pienenä, jotta vaadittava varmuustaso säilyy (DNV/Risø 2002). Osa voimalan komponenteista kuuluu sekä ohjaus- että turvajärjestelmään. Ohjausjärjestelmän päätehtävä on säädellä voimalan tärkeimpiä toimintaparametreja siten, että voimala toimii suunnitellulla normaalilla toiminta-alueella. Suojausjärjestelmä sen sijaan takaa, että voimala toimii suunniteltujen suunnittelurajojen sisäpuolella. Näin ollen ohjausjärjestelmä toimii suojausjärjestelmän sisäpuolella. Suojausjärjestelmän tulee kytkeytyä päälle ohjausjärjestelmän vikatilanteessa tai jos voimala ei jostain muusta syystä toimi normaalilla toiminta-alueellaan. (DNV/Risø 2002)

Ohjausjärjestelmän päätehtävä on pitää koneiston käyttöparametrit sallituissa rajoissa, jotta laitteisto toimii turvallisesti ja tehokkaasti. Voimalan ohjaamisessa voidaan eritellä kaksi näkökulmaa. Voimalan toimintaa säädellään matalilla tuulennopeuksilla tuotannon optimoimiseksi. Lisäksi korkeilla tuulennopeuksilla ohjausjärjestelmä suojelee koneistoa vaurioilta. Korkeat tuulennopeudet esiintyvät niin harvoin, että voimalan tuotannon optimointi tälle tasolle ei ole taloudellisesti järkevää. Sen sijaan voimakkailla tuulennopeuksilla on tarpeellista vaikuttaa voimalaitokseen toimintaan, jotta vältytään koneiston vaurioitumiselta liiallisen roottorinopeuden ja muiden ongelmien vuoksi. Ohjausjärjestelmä tunnustelee eri parametreja ja kun sille asetettu raja-arvo ylitetään, ohjausjärjestelmän toiminto kytkeytyy päälle. Tämä vähentää sähköntuotantoa, mutta on siitä huolimatta kannattavaa. Voimalan toimintaa siis ohjataan, jotta tuulivoimalan sähkön tuotto saadaan optimoitua ja vältytään laitteiston hajoamiselta liian suurilla tuulen nopeuksilla. Näin ohjaus- ja suojausjärjestelmät vaikuttavat myös tuulivoimalan kuormituksiin, säätämällä niihin vaikuttavia parametreja. (Burton et al. 2011)

### 3.2 Kuormatyypit

Tuulivoimalan kokemat olosuhteet muodostuvat ympäristön määrittämistä olosuhteista sekä laitteiston omista sähköisistä ominaisuuksista. Vallitsevat olosuhteet vaikuttavat voimalan kuormituksiin, kestävyys- sekä toimintaan. Ympäristöolosuhteet jakautuvat tuuliolosuhteisiin sekä muihin ympäristöolosuhteisiin (Burton et al. 2011). Tuulen lisäksi tuulivoimalan toimintaan ja turvallisuuteen vaikuttavia tekijöitä on useita. Maalle rakennettavan tuulivoimalan tapauksessa ainakin seuraavat tekijät on huomioitava ja mainittava suunnitelmissa (IEC 61400-1):

- lämpötila

- ilman kosteus
- ilman tiheys
- auringon säteily
- sade, lumi ja jää
- kemialliset aineet
- suolapitoisuus
- salamointi
- maanjäristykset.

Kaikki edellä mainitut tekijät ovat ilmastosta riippuvia tekijöitä. Suunnittelussa huomioidaan edellä mainitut tekijät ja arvioidaan niiden keskinäisen esiintymisen todennäköisyys. Erityisesti perustuksia tarkasteltaessa edellisistä huomioitavia ovat tekijät, jotka liittyvät maaperän ominaisuuksiin. Näitä ovat mahdollisesti kemialliset aineet ja maaperän suolapitoisuus. Tässä diplomityössä ei tarkastella maanjäristyksen vaikutusta tuulivoimaloiden rakenteisiin. Ulkoilman lämpötila vaikuttaa erityisesti rakentamisen aikaisiin toimenpiteisiin ja sillä saattaa olla vaikutusta myös suunnitteluvaiheessa. Muut tekijät otetaan huomioon pääasiassa tuulivoimalavalmistajan toimesta. Sillä tässä diplomityössä perehdytään nimenomaan kalliolle perustettaviin tuulivoimaloihin, on kallioperän ominaisuuksia käsitelty kattavammin alaluvussa 4.2. Standardin IEC 61400-1 mukaan maapohjan parametrit tuulivoimalasuunnittelussa huomioidaan paikallisten rakennusmääräysten mukaisesti.

Sisäisten ja ympäristöstä aiheutuvien olosuhteiden lisäksi, olosuhteiden suhteen voidaan tehdä jako normaaleihin ja epänormaaleihin olosuhteisiin, niiden yleisyyden mukaan. Normaaliolosuhteet ovat toistuvia rakenteisiin kohdistuvia rasituksia. Epänormaaliolosuhteet taas ovat harvoin tapahtuvia tilanteita, joiden syntymiseen vaaditaan jokin epänormaalitapahtuma, kuten laitteiston toimintavika. (Burton et al. 2011)

Tuuli vaikuttaa merkittävimpana tekijänä rakenteiden kestävyys (DNV/Risø 2002). Tuuliolosuhteet riippuvat voimalatyömaan sijainnista ja tyypistä. Sijainnin mukaan valitaan sopiva maastoluokka, joka määrää vallitsevan tuulennopeuden. Tuulivoimalaluokat pohjautuvat tuulennopeus- ja turbulenssiominaisuuksiin. Niiden tarkoitus on kattaa mahdolliset ympäristöolosuhteet mahdollisimman täydellisesti. Tuulen nopeusparametrien on tarkoitus kuvastaa mahdollisimman kattavasti useita kohteiden olosuhteita, ei yksittäisten kohteiden ominaisuuksia (IEC 61400-1). Näiden olosuhteiden mukaan tuulivoimalalle määräytyvät suunnittelukuormitukset.

Edellä on esitetty rakenteiden eri kuormatapauksia, jotka on eritelty käyttäen jakoa rakenteiden pysyviin kuormiin ja toiminnan aiheuttamiin kuormiin. Lisäksi tuulivoimalan rakenteiden kokemat kuormitukset voidaan luokitella seuraavasti kuormien lähteiden perusteella (Burton et al. 2011):

- aerodynaamiset kuormitukset

- rakenteiden paino
- sisäiset kuormitukset (esim. hitausvoimat)
- käytön kuormitukset ohjausjärjestelmästä

### ***Pysyvät kuormat: Omat painot***

Tuulivoimalan pysyvät kuormat koostuvat pääosin rakenteiden omista painoista. Tornin kuormat (torni ja perustus) sekä voimalan kuormat (roottori ja naselli) yhdistettynä muodostavat suurimman osan tuulivoimalatornin pysyvistä kuormista. Näiden lisäksi tornin sisällä on merkittäviäkin kuormituksia aiheuttavia laitteita, joiden vaikutus luokitellaan pysyväksi. Roottorin siipien sijainti muuttuu koko ajan jaksottaisesti. Roottorin siipien paino aiheuttaa tornin osille taivutusmomenttia, joka on jatkuvasti muuttuva. Luonnollisesti roottorin koko vaikuttaa sen siipien massaan. Mitä suurempi on tornin roottori, sitä suuremmat ovat siipien painon vaikutukset.

### ***Pysyvät kuormat: Esijännitykset***

Kallioankkuroitu perustus on jännitetty rakenne. Kallioon porattaviin kallioankkureihin vedetään esijännitys, jolloin ne vähentävät perustuksen siirtymiä. Myös tornin perustukseen liitettävät pultit esijännitetään asennuksessa. Esijännityskuormat aiheuttavat lisäkuormituksia myös niihin liittyville rakennusosille. Esijännityksiä määritettäessä huomioidaan jännityksen aikariippuvuus, siten että esijännityksen ajasta riippuvat jännityshäviöt tulevat huomioiduksi.

### ***Käytön kuormitukset: Tuuli***

Luonnollisesti yksi mitoituskuormien merkittävimmästä tekijöistä on tuuli ja sen ominaisuudet (DNV/Risø 2002). Tuulen kuormitusten määrittäminen vaatii lukuisia numeerisia laskentasimulaatiokierroksia, jotta ne saadaan määritettyä riittävän tarkasti. Tuulivoimalan kokemat ulkoiset kuormitukset johtuvat erilaisista ympäristön olosuhteista. Jatkuvan tasaisen tuulen lisäksi laskennassa huomioidaan tuulen turbulenssit ja sen hetkelliset puuskaominaisuudet. Myös tuulen jatkuvasti muuttuva suunta on huomioitava kuormituslaskennassa. Monista muuttujista johtuen tuulikuormitusten määrittäminen on suhteellisen monimutkainen prosessi. Myös oheisten kuormitusten dynaaminen vaste koko rakenteelle tutkitaan. Äärimmäisen tuuliolosuhteen rajana pidetään 50 vuoden sisällä tapahtuvaa voimakkainta mahdollista tuuliolosuhdetta. (Burton et al. 2011)

### ***Käytön kuormitukset: Laitteiston toiminnasta aiheutuvat kuormat***

Tuulivoimalan koneiston käytöstä aiheutuu lisäkuormituksia koneiston tilan muuttuessa. Tällaisia tilanteita ovat esimerkiksi koneiston käynnistäminen, jarruttaminen ja roottorin siiven asennon muuttaminen. Lisäksi kytkennästä generaattoriin aiheutuu rakenteille lisäkuormituksia.

Oletus on, että koneiston vikatilat ovat harvinaisia, eivätkä korreloi tuuliolosuhteiden kanssa, sillä voimaloihin suunnitellaan ohjausjärjestelmä, joka tarvittaessa sammuttaa voimalan vikatilojen ehkäisemiseksi. Vikatila tarkoittaa tässä siis joko säätö- tai jarru-



mekanismin pettämistä. Ohjausjärjestelmän takia koneiston vikatilaa kuormituksessa ei tarvitse tutkia tapausta, jossa äärimmäiset tuuliolosuhteet esiintyvät samaan aikaan koneiston vikatilaa kanssa. Tosin IEC 61400-1 mukaan tämäkin yhdistelmä on huomioitava, mikäli viitteitä tilanteiden korrelaatiosta löytyy. (Burton et al. 2011)

### ***Muut kuormitukset***

Muita edellä luettelemattomia kuormia ovat vaimennuksesta johtuvat kuormat sekä rakenteiden värähtelystä aiheutuvat lisäkuormitukset. Lisäksi tornin kuormitusten seurauksena aiheutuu tornissa toisen kertaluvun kuormituksia, jotka on huomioitava myös laskennassa.

## **3.3 Kuormitusyhdistelyt ja osavarmuuskertoimet**

IEC tunnistaa tuulivoimaloille 22 eri kuormitustapausta, joista 17 on vikaantumisrajan tilan (*engl. ultimate limit state*) yhdistelyitä sekä loput viisi väsymisrajan tilan yhdistelyitä (Burton et al. 2011). Jokainen näistä kuormitusyhdistelyistä määritellään vastaavien tuuliolosuhteiden ja koneiston tilojen perusteella. Kuormitusyhdistelyjä määriteltäessä on selvitettävä kuormitustapausten keskinäisen yhdenaikaisuuden todennäköisyys. Esimerkiksi merelle rakennettavissa tuulivoimaloissa on todennäköistä, että voimakkaan tuulikuormituksen aikana myös aaltojen muodostuminen on tavanomaista merkittävämpää (DNV/Risø 2002). Edellä esiteltiin erilaisia kuormatapauksia ja tilanteita, joissa vallitsevat kuormat tulee määritellä. Laskennassa huomioitavana ovat seuraavat olosuhdeyhdistelmät (Burton et al. 2011):

- normaalit tuuliolosuhteet, koneiston normaalitila
- äärimmäiset tuuliolosuhteet, koneiston normaalitila
- koneiston vikatila, soveltuvat tuuliolosuhteet.

Rajatilatarkastelussa kuormien ominaisarvot tulee kertoa vastaavalla kuormitusten osavarmuusluvulla  $\gamma_F$ . Osavarmuusluvut eliminovat epävarmuudet ja variaatiot kuormituksissa huomioiden onnettomuuden vaikutusten laajuuden. Lisäksi kuormituksissa osavarmuusluvulla huomioidaan kuormitusten mallintamisen epävarmuus. IEC määrittelee tuulivoimaloiden suunnittelussa käytettävät osavarmuuskertoimet. Käytännössä kuitenkin myös eurokoodin määrittelemät osavarmuuskertoimet ovat käytettävissä perustusten suunnittelussa. Ei ole tarkkaa määräystä siitä kumpia näistä osavarmuuskertoimista tulisi käyttää. IEC:n osavarmuuskerroin menettely poikkeaa hieman eurokoodin vastaavasta. Siinä missä eurokoodi määrittelee omat osavarmuuskertoimensa erityyppisille kuormituksille, kuten omille painoille ja tuulikuormalle, IEC ei tätä jaottelua tee. Sen sijaan standardissa käytetään yhtä samaa osavarmuuskerrointa niin aerodynaamisille kuormille, kuin käytön ja omankin painon aiheuttamille kuormituksille. Kuormatapaukset on jaettu kolmeen eri luokkaan: normaali-, epänormaali- sekä kuljetus- ja kokoonpanoluokkaan. Näille kullekin on omat osavarmuuskertoimensa, jotka on esitetty taulukossa 3.1. (Burton et al. 2011)

Taulukko 3.1 IEC 61400 -1 mukaiset kuormien osavarmuuskertoimet

<i>Epäedulliset kuormat</i>			<i>Edulliset kuormat</i>
<i>Kuorman luokka</i>			
<i>Normaali</i>	<i>Epänormaali</i>	<i>Kuljetus- ja kokoonpano</i>	
1,35	1,1	1,5	0,9

Suomeen rakennettaville tuulivoimalaperustuksille ei ole tarkkaan määritetty käytettävää kuormastandardia. Perustus voidaan suunnitella joko käyttäen eurokoodin mukaisia varmuuskertoimia tai käyttäen IEC 61400-1 standardia, jonka mukaan muu voimala on suunniteltu. Eurokoodin ja IEC:n varmuuskertoimissa on jonkin verran poikkeamaa, joten käytettävä standardi on syytä määrittellä suunnittelun alussa. Sekä eurokoodin että IEC:n varmuuskertoimet on esitetty taulukossa 3.2. Vertailutaulukon arvoissa ei ole huomioitu kuljetuksen ja asennuksen varmuuskertoimia. Varmuuskertoimien arvoista huomataan, että eurokoodi määrää hieman korkeammat varmuuskertoimien arvot kuin IEC. Näin ollen käyttämällä IEC:n mukaisia varmuuskertoimia saavutetaan pienemmän turvallisuusmarginaalin kustannuksella jopa merkittäviä taloudellisia säästöjä. IEC:n mukaisia kuormitusten osavarmuuskertoimia käytettäessä on huomioitava onko kuormitusyhdistely ns. normaalitilanteen kuormitusyhdistely, jolloin voimala toimii normaalisti vai onko kyseessä ns. epänormaalityla. Tämä on tunnistettava, sillä se vaikuttaa IEC:n mukaisten osavarmuuskertoimien valintaan.

Taulukko 3.2 Kuormien osavarmuuskertoimet  $\gamma_F$  Eurokoodin ja IEC:n mukaan

	<i>EC</i>		<i>IEC</i>	
	<i>Edullinen</i>	<i>Epäedullinen</i>	<i>Edullinen</i>	<i>Epäedullinen</i> <i>Normal/ Abnormal</i>
Pysyvä kuorma	0,9	1,35/ 1,15	0,9	1,35/ 1,1
Muuttuva kuorma	0,0	1,5	0,9	1,35/ 1,1

Oikean mitoittavan kuormitusyhdistelyn valitseminen voi olla vaativa tehtävä, sillä yhdistelyjä syntyy prosessissa useita jopa 22. Esimerkiksi voimalan tornin eri osissa eri kuormitusyhdistely saattaa tulla määrääväksi. Kuormitus yhdistelyn ja mitoittavien kuormien valintaan on DNV RisØn (DNV/RisØ 2002) mukaan kaksi tapaa. Joko kuormat yhdistellään valitsemalla kyseisen mitoitusolosuhteiden suurin kuormakomponentti ( $F_z$ ,  $F_{xy}$ ,  $M_{xy}$ ,  $M_z$ ) sen mukaan mikä komponenteista on määräävä kyseisessä tarkastelussa. Toisessa hieman konservatiivisemmässä menettelyssä valitaan kunkin kuormakomponentin maksimi riippumatta vallitsevasta määräävästä kuormitusyhdistelystä. Jälkimmäinen tapa on menettelyistä huomattavasti yksinkertaisempi, joskin selkeästi varmallalla puolella. Menettelyn huomattavasti vähentävä kuormitusyhdistelyiden määrää kuitenkin helpottaa suunnittelutyötä. (DNV/RisØ 2002)

### 3.4 Väsymiskuormat

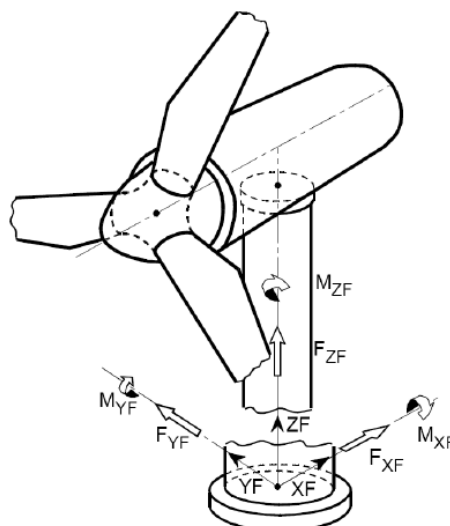
Väsymistä aiheuttavat kuormitukset ovat toistuvia kuormituksia, joilla on myös riittävän suuri suuruus, jotta ne aiheuttava rakenteeseen väsymisilmiön. Väsyttävä kuormitus aiheuttaa rakenteeseen toistuvan jännitysvaihtelun. Tyypillinen tuulivoimala kohtaa käyttöikänsä aikana merkittäviä väsymiskuormituksia. Nimellistehoaltaan 2 MW tuulivoimalan roottori pyörittää 20 vuoden käyttöikänsä aikana jopa  $10^8$  kertaa (Burton et al. 2011). Jokainen roottorin lavan pyörähdys aiheuttaa täydellisen jännitysjakauman muutoksen tornissa. Väsymiskuormitusjakauman tulisi edustaa kuormakierroksia, jotka voimala kokee käyttöikänsä aikana. Tuulivoimalatoimittaja määrittää voimalalle väsymistä aiheuttavat kuormasyklit. Tapahtuneiden kierrosten lukumäärä on painotettu sillä osuudella, jonka voimala pyörii kullakin tuulennopeudella elinkaarensa aikana. Epätavallisia tuuliolosuhteita ei sisällytetä laskentaan, koska niiden oletetaan tapahtuvan niin harvoin, ettei niiden huomioimisella ole laskennallista merkitystä väsymisen kannalta. (Burton et al. 2011)

Rakenteiden dynaaminen analyysi perustuu kuormituksen tai jännityksen riippuvuuteen ajasta. Tämä yhteys tulee muuntaa vastaavaksi kuormasyklimääräksi. Kuormittavien syklien määrä arvioidaan pääsääntöisesti käyttämällä esimerkiksi rainflow-menetelmää tai Markovin matriisia. Riittävän kuormitusajan jälkeen dynaamiset kuormat johtavat lopulta rakenteen murtumiseen. Tyypillisesti väsymiskuormat ovat selvästi staattisen kuormitustason alapuolella, joten väsymismurtumisen tapahtuminen vaatii paljon kuormasyklejä. Tosin joillekin hauraille materiaaleille jo harvat kuormitusykli voivat aiheuttaa rakenteen murtumisen. Tällaisissa tapauksissa väsymisrajatila tulee usein mitoitettavaksi. Väsymisvaurion määrittämiseen on useita eri malleja. Mitoitustarkasteluissa väsymisvaurio määritetään useimmiten käyttäen Palmgren-Miner-sääntöä. (Burton et al. 2011)

### 3.5 Perustusten kuormitukset

Perustusten suunnittelussa on tärkeää säilyttää riittävä varmuus, sillä perustukset pettämisellä olisi katastrofiset seuraukset. Tavallisesti tuulivoimalan roottori voidaan suunnitella matalimpaan varmuusluokkaan, siis matalimmilla kuormien varmuudella. Muut rakenteelliset osat kuten torni ja perustukset vaativat tavallisesti suuremman varmuuden. Tämä johtuu siitä, että roottorin vaurioituminen ei todennäköisesti vaikuta perustuksen toimintaan, mutta perustuksen vauriolla saattaa olla katastrofiset vaikutukset koko voimalan toiminnalle. Suunnittelussa tulisi siis säilyttää ideologia siitä, että tornin perustuksen pettäminen on vaurioista kaikista epätodennäköisin. Tästä ideologiasta huolimatta, usein myös roottori suunnitellaan korkeimpaan varmuusluokkaan. Suunnittelussa kuitenkin korkeampi varmuus saavutetaan usein matalamman yksikköhinnan kustannuksella. (DNV/Risø 2002)

Perustusta suunnittelevan rakennesuunnittelijan ei tarvitse suorittaa varsin monimutkaista kuormitusten laskentaa muuta kuin perustuksen oman painon ym. kuormien osalta. Tuulivoimalatoimittaja tarjoaa suunnittelijalle taulukoidut arvot, johon on kerätty perustuksille vaikuttavien kuormien kuormitusyhdistelyt. Edellisistä arvoista rakennesuunnittelija valitsee oikeat mitoittavat kuormitusyhdistelyt kussakin tarkastelutilanteessa. Tuulivoimalavalmistajan ennalta määrittämiä perustuskuormia ovat tornin pystykuorma  $F_z$ , tornin vaakakuorma  $F_{xy}$ , kaatavat momentit  $M_x$  ja  $M_y$  sekä vääntömomentti  $M_z$ . Myös väsytyskuormitusten laskennan suorittaa tuulivoimalatoimittaja. Edellä esitelty kuormat on havainnollistettu myös kuvassa 3.1. Tornin pystykuormaan  $F_z$  lisätään vielä perustuksen ja täytön omat painot. Myös esijännitykset huomioidaan. Perustusten suunnittelussa noudatetaan eurokoodin mukaisia mitoitusmenetelmiä. Eurokoodin ja IEC:n mukaiset menettelyt poikkeavat jokseenkin toisistaan, nimenomaan osavarmuuskerrointen osalta. IEC ei määrittele varsinaista murtorajatilaa, vaan vastine on nimetty vikaantumisrajatilaksi. Perustusten suunnittelussa vikaantumisrajatilaa käytetään murtorajatilaa vastaavana rajatilana.



Kuva 3.1 Tuulivoimaperustuksen kuormitukset (Germanischer Lloyd 2010)

## 4 KALLION OMINAISUUDET

Kalliolle perustettaessa hyödynnetään tavallisesti kallion suurta puristuslujuutta (Hanna 1982). Kun perustamistapa on kallioankkurointi, vetokuormitukset viedään kalliolle jolloin hyödynnetään myös kallion vetolujuutta ja suurta massaa (Hanna 1982). Kallion laatu on merkittävä tekijä kallioankkuroinnin suunnittelussa ja toteuttamisessa (Hanna 1982). Kallion lujuus on tiedettävä riittävällä tarkkuudella, jotta rakenne voidaan suunnitella ja toteuttaa säilyttäen riittävä varmuus murtoa vastaan (Hoek 1983). Kallion lujuuden määrittäminen kustannustehokkaasti ja riittävällä varmuudella on kuitenkin ongelmallista, sillä monet tekijät vaikuttavat kallion lujuuteen. Pinnallinen tutkimus kalliolla ei anna riittävää kuvaa kallion laadusta, sillä tavanomaisesti merkittävät lujuuteen vaikuttavat tekijät ovat näkyvän pinnan alla, jota on vaikea tutkia. Tärkeää on löytää oikeat menetelmät kallion ominaisuuksien selvittämiseen, jotta kallion kapasiteetti saadaan hyödynnettyä mahdollisimman hyvin.

### 4.1 Kiinteän kallion ominaisuudet

Kiinteä kallio tarkoittaa tässä halkeamattomia kalliolohkareita, jotka esiintyvät kallion epäjatkuvuuskohtien välissä (Hoek 1983). Kiinteän kallion osien koko vaihtelee muutamista millimetreistä useisiin metreihin. Kiinteän kallion käyttäytyminen on tyypillisesti elastista ja isotrooppista. Kallion murtuminen luokitellaan hauraaksi murtumaksi, mikä tarkoittaa yhtäkkistä murtotapaa rakenteen kuormituksen ylittäessä sallitun kuormituksen. Virumaa ja muita ajasta riippuvia ilmiöitä ei yleensä pidetä merkittävänä kalliion ominaisuuksia tarkasteltaessa. (Hoek 1983)

Kalliomassa koostuu kivilajeista, joilla on erilaiset ominaisuudet, kuten lujuus muodonmuutosominaisuudet sekä hauraus. Kivilajin lujuudella tarkoitetaan kivilajinäytteestä saatua suurinta jännitysarvoa tietyissä koeolosuhteissa, jossa näytettä kuormitetaan murtumiseen asti. Riippuen kivilajin jännitystilanteesta puhutaan joko kivilajin puristus-, veto-, leikkaus- tai taivutuslujuudesta. Muodonmuutosominaisuuksilla tarkoitetaan kivilajin muodonmuutosten riippuvuutta sen jännitystilasta (RIL 98 1976). Suomen kallioperä on pääosin erittäin vanhaa ja lujaa jopa geologisella asteikolla (Jääskeläinen 2009). Saman lähteen mukaan, kun lujuutta mitataan kuormitettujen koekappaleiden antamien tulosten perusteella, on Suomen kallion lujuus suurempi kuin monissa muissa maissa. Parhaimmat yleisimpien kivilajiemme mitatut puristusmurtolujuudet ovat olleet jopa  $400 \text{ MN/m}^2$ . Kalkkikivellä tulokset ovat merkittävästi huonompia alle  $100 \text{ MN/m}^2$ , kaikkien muiden kivilajien lujuudet ovat yltäneet yli  $100 \text{ MN/m}^2$  lujuuksiin (Jääskeläinen 2009). Keskimääräiset lujuudet ovat graniitilla luokkaa  $200\text{--}350 \text{ MN/m}^2$

ja gneissillä  $140\text{--}300\text{MN/m}^2$ . On kuitenkin erittäin tärkeää huomioida, että nämä tulokset pätevät vain pienille koekappaleille, jotka ovat kiinteää kalliota. Kallion lujuus- ja tiiveysominaisuudet riippuvat enemmän kallion geologisista ominaisuuksista kuin kiinteän kallion ominaisuuksista. (Jääskeläinen 2009)

Kallion tiiviysominaisuuksia ovat kallion tiheys, huokoisuus, tilavuuspaino ja kaasujen ja nesteiden pitävyys sekä läpäisevyys. Kivilajien tiheys määräytyy pääasiassa kallion mineeralikoostumuksesta. Kivilajien tiheys vaihtelee tavallisesti  $2600\text{--}3300\text{ kg/m}^3$  välillä (RIL 98 1976). Pääsääntöisesti voidaan todeta tummien mineraalien lisäävän kivilajien tiheyttä. Sillä kalliossa huokostilaa on tavallisesti vain vähän, kallion tilavuuspaino on lukuarvoltaan likimain sama kuin sen tiheys jaettuna sadalla eli noin  $26\text{--}33\text{ kN/m}^3$ . Huokoisuus tarkoittaa kivilajissa olevien huokostilojen prosenttimääräistä osuutta kappaleen tilavuudesta. Suuri huokoisuus johtaa yleensä kivilajin lujuuden heikkenemiseen. Suomen kivilajeissa huokoisuus on kalliossa tavanomaisesti erittäin pientä eli enimmillään vain muutamia prosenttiyksikköjä. Näin ollen Suomen kallioperään ei juuri muodostu yhtenäistä huokosverkostoa, joten myös sen vedenläpäisevyys ja vesipitoisuus on varsin vähäistä. (RIL 98 1976)

## 4.2 Luonnontilaisen kallion ominaisuudet

Kallion epäjatkuvuuskohdat ovat rakoja sekä laajempia rikkonaisia vyöhykkeitä kiinteiden kalliolohkareiden välillä. Raot ovat vaihtelevan suuntaista halkeilua, jotka muodostavat enemmän tai vähemmän säännöllisiä rakosarjoja. Rakosarjat muodostavat järjestyelmiä, joiden yhteisnimitys on rakoilu. Lisäksi kalliossa esiintyy laajempia rikkonaisia vyöhykkeitä, näitä kutsutaan heikkousvyöhykkeiksi. Kun rakoilun seurauksena muodostuneet kalliolohkareet ovat siirtyneet toisiinsa nähden, puhutaan siirroksista. (RIL 98 1976)

Halkeilleet kalliomassat ovat toisiinsa kytkeytyneitä lohkaraita, joita erottavissa pinoissa saattaa esiintyä myös heikompia materiaaleja. Halkeilleen kallion murtuminen on tyypiltään hauras murtuma. Halkeilleen kallion lujuus riippuu irtonaisten lohkaraitien lujuudesta ja niiden liikkumistilasta. Lohkaraitien liikemahdollisuus riippuu puolestaan halkeamien määrästä, suunnasta, etäisyyksistä ja kestävyydestä. Tavalla tai toisella rakoilun vaikutus kallion lujuuteen joudutaan kuitenkin arvioimaan luotettavien suunnitteluratkaisujen mahdollistamiseksi. Halkeilleen kallion ominaisuuksien tunteminen on haastavaa varsinkin kallion syvemmissä kerroksissa. Vaikean saavutettavuuden takia kallion ominaisuuksien määrittämisessä on tehtävä yksinkertaistuksia, jotta voidaan päästä järkeviin suunnitteluratkaisuihin. (Hoek 1983)

Kallioankkurointia suunniteltaessa on tunnettava kallion geologiset ominaisuudet, jotta murtomekanismien syntymistä kyetään arvioimaan. Seuraavassa on esitetty joitain kallion geologisia ominaisuuksia, joilla on merkitystä murtomekanismien syntymiseen.

Näitä ominaisuuksia pyritään kuvaamaan kallion luokittelulla, jonka periaate on esitetty edellä.

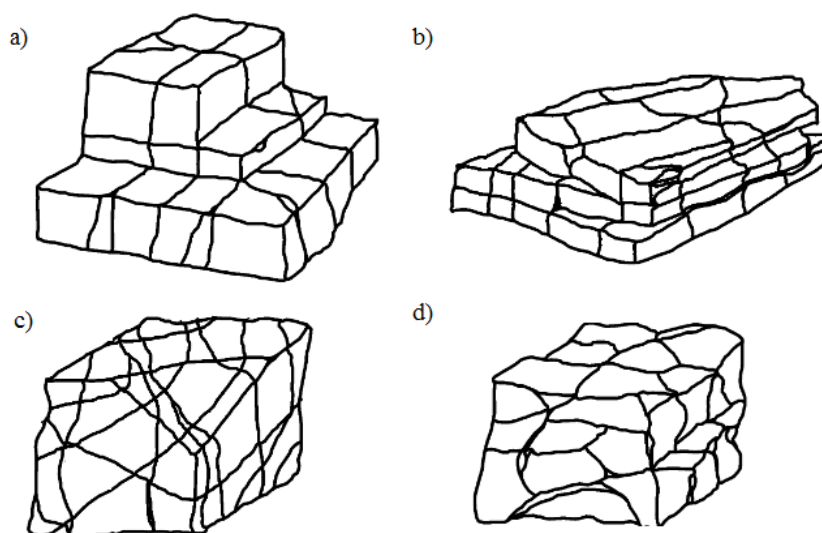
### ***Kallion jännitystila***

Rakoilu syntyy kun kallioperän jännityksen ylittävät kallion vetolujuuden. Silloin kun vetojännitys on puhdas, halkeamat syntyvät pääasiassa kohtisuoraan vetosuuntaa vastaan. Syvemmällä kalliossa kallion oman painon aiheuttama vuoripaine sulkee syntyneet raot. Kalliossa vaikuttaa jännityskenttä, jolla on sekä vaakasuuntainen että pystysuuntainen komponentti. Vaakakomponentti aiheutuu mannerlaattojen liikkumisesta ja paikallisesta geologisesta rakenteesta. Pystykomponentin aiheuttaa kallion oma paino. Kallioperän pintaosien halkeilu on pääasiassa eroosion vaikutusta. Tällöin eroosio muuttaa kallioperän jännitystilaa, painavan massan kuluessa kallioperän päältä ja keventäen puristusta. Tämän ansiosta kallio pääsee laajenemaan ylöspäin ja syntyy halkeilua. Myös lämpötilan nopeat muutokset lisäävät kallion halkeilua lämpölaajenemisen johdosta. Myös pakkasrapautumisen aiheuttama eroosio voi ilmetä halkeiluna kallioperässä. Lisäksi ympäristössä tapahtuvat muutokset kuten lämpötilan muutokset aiheuttavat jännitystilan muutoksia ja siten voivat aiheuttaa halkeilua. Myös kallioankkurointi muuttaa kallion jännityskenttää (Wyllie 1999). Ankkuroinnilla pyritään estämään kalliolohkareiden liike toisiinsa nähden juuri jännityksen avulla (Wyllie 1999). (RIL 98 1976)

### ***Halkeamien suuntaus***

Rakotyypillä tarkoitetaan kallion rakojen geometristä esiintymistapaa. Käytännössä tämä tarkoittaa rakojen suuntausta toisiinsa nähden. Kallioankkuroinnin suunnittelussa on pyrittävä huomioimaan kallion rakoilun suunta silloin kun se on mahdollista. Kallioankkureiden suuntaus suhteessa kallion rakoilusuuntaan vaikuttaa kallioankkuroinnin kallion murtokapasiteettiin, ks. luku 6.4. Sen takia kallion rakoilusuuntien tuntemus on hyödyllistä.

Kallion rakoilu voi olla järjestelmällistä tai järjestäytymätöntä. Tämän lisäksi esiintyy yksittäisiä halkeamia. Kallion eri rakoilutyppejä on esitetty kuvassa 4.1. Kuutiorakoilussa kalliossa on kolme toisiinsa vastaan kohtisuorassa ilmenevää rakosuuntaa. Kuutiorakoilussa rakosuunta on kutakuinkin sama kaikkiin kolmeen suuntaan. Jos yhden rakoilusuunnan rakoetäisyys on merkittävästi tiheämpi kuin kahteen muuhun suuntaan, on kyseessä laattarakoilu. Laattarakoilu on saanut nimensä laatanmuotoisista kalliolohkoista. Kiilarakoilussa kalliossa on kaksi tai useampia selvemmin esiintyvää rakosuuntaa, joista ainakin kaksi leikkaa toisiaan muodostaen 20...60° kulman. Näin muodostuneet lohkot ovat kiilamaisen muotoisia. Mikäli rakoilussa ei ole havaittavissa selkeitä rakosuuntia, on kyseessä sekarakoilu. Sekarakoilussa raot ovat vaihtelevan suuntaisia ja saattavat jopa mutkitella. (RIL 98 1976)



Kuva 4.1 Kallion rakoilutyyppejä a) kuutiorakoilu, b) laattarakoilu c) kiilarakoilu, d) sekarakoilu

### ***Rakoilutiheys***

Rakoilun määrä vaikuttaa luonnollisesti kallion lujuusominaisuuksiin. Rakotiheydellä tarkoitetaan rakojen määrää tietyllä matkalla. Rakoilutiheys voidaan määrittää joko kalliion pinnalta, kairausnäytteestä tai porareian pinnalta. Rakoilutiheys voidaan ilmoittaa lukuarvoina joko rakovälinä (m) tai rakolukuna (kpl/m). Rakennusgeologisessa luokituksessa harvarakoiseksi luokitellaan jo kallio jonka rakoiluväli on yli yhden metrin. (RIL 98 1976)

### ***Halkeamien pinnan karheus, avauma ja rakotäyte***

Halkeamien pintojen ominaisuuksilla on vaikutusta niiden leikkauslujuuteen ja kitkaan raossa. Karheassa raossa kitka on luonnollisesti suurempi kuin sileäpintaissa raossa. Tämän lisäksi raot voivat olla laadultaan joko tiiviitä, avoimia tai täytteisiä. Tiiviiden rakojen pinnat ovat täysin kiinni toisissaan. Tiiviissä raossa veden virtaaminen ja vedenläpäisy on erittäin pientä tai sitä ei ole ollenkaan. Jos rakopinnat eivät ole kiinni toisissaan vaan niiden avoimessa tilassa vesi pääsee liikkumaan vapaasti, tai lähes vapaasti. Avoimen pinnan mineraaleissa on usein havaittavissa muodonmuutoksia, kuten värin muutoksia ja ruostetta. Epäjatkuvuuden viereisten pintojen välistä kohtisuoraa etäisyyttä kutsutaan avaumaksi. Jos avaumassa on irtainta materiaalia kuten savimineraalia, on rako täytteenäinen. Epäjatkuvuuspintojen välissä oleva täytemateriaali on nimeltään rakotäyte. Rakotäyte voi olla esimerkiksi maa-ainesta, mineraaleja kuten kalsiittia tai kvartsia, savea tai siirrosvaa (Jääskeläinen 2009). Täytteen leikkauslujuus ja paisumismahdollisuudet vaikuttavat kallion geologisiin lujuusominaisuuksiin. Veden liikkuminen täytteisessä raossa riippuu rakotäytteestä ja sen määrästä. (RIL 98 1976)

### ***Kallion heikkousvyöhykkeet***

Mikäli vyöhyke muodostaa selkeästi rajatun osan muusta kalliosta, joka on lujuudeltaan heikompaa, kutsutaan aluetta heikkousvyöhykkeeksi. Vyöhykkeet erottavat liikkuneita



kivilohkoja toisistaan. Jos siihen liittyy kiviaineksen merkittävää ruhjoutumista, käyte-  
tään siitä nimitystä ruhje. Rikkonaisissa kalliovyöhykkeissä kiviaines saattaa ruhjoutua  
sepelimäiseksi tai jopa hiertyä aivan pehmeäksi kalliosaveksi. Ruhjevyöhykkeet edistä-  
vät usein rapautumista entisestään, sillä vyöhykkeen olosuhteet ovat suotuisat myös  
kemialliselle rapautumiselle. Kallion heikkousvyöhykkeet ovat Suomessa varsin yleisiä.  
(RIL 98 1976)

### ***Vesi kalliooperässä***

Kun kallio on täysin ehyttä, se on lähes vedenläpäisemätöntä. Kallion vesitiiviys on siis  
eniten riippuvainen kallion rakoilusta. Rakoilun määrä, koko ja rakotäytteen laatu, ovat  
tekijöitä jotka vaikuttavat raon vesitiiveyteen. Rakoillessa kalliossa vesitiiveys voi vas-  
tata jopa hienon hiekan tai karkean siltin vesitiiveyttä. Kallion vesitiiviyttä voidaan tut-  
kia kokeellisesti vesipainekokeella eli vesimenekikokeella.

Kalliooperässä vettä esiintyy kahdessa eri muodossa. Vettä on sitoutuneena mineraalei-  
hin, sekä vapaana nesteinä kallion huokosissa, raoissa ja onkaloissa. Suomen kallioope-  
rässä kallion vesipitoisuus riippuu pitkälti kallion halkeamista ja ruhjevyöhykkeistä.  
Tämä johtuu siitä että kallion huokoisuus on Suomessa suhteellisen vähäistä ja merkit-  
täviä onkaloita ei juuri esiinny. Pohjaveden pinnan määrittely kalliossa on kuitenkin  
suhteellisen vaikeaa, sillä vesi kulkee vain pitkin rakoja ja ruhjevyöhykkeitä, joissa pai-  
neen ja kapillaari-ilmion vaikutuksesta se voi nousta jopa korkeallekin. Pohjaveden pin-  
ta noudattaa kalliossa tavanomaisesti myös pinnan muotoja samoin kuin maakerrokses-  
sa (RIL 98 1976). Edellä esiteltyt kallion rakojen ominaisuudet vaikuttavat niiden ve-  
denjohtavuuteen. Halkeamien lisäksi, myös huonosti tiivistetyistä pulttirei'istä vuotaa  
pintavettä kallioon (Ritola & Vuopio 2002). Merkittävimmät kallion pohjavesivarastot  
sijaitsevat kallion ruhjevyöhykkeissä, joissa kiviaines on murskaantunut pienirakei-  
semmäksi maa-ainekseksi. Nämä kohdat ovat usein paikallisesti kalliooperän pinnan  
alimpia kohtia. Tämä johtaa pohjaveden kerääntymiseen juuri näissä kohdissa. Pohjave-  
den korkeus kalliossa voidaan mitata kallioon tehdyistä porarei'istä tai kallioon tai sen  
päälliseen maapeitteeseen asetetuista pohjavesiputkista. (RIL 98 1976)

Vedellä on sekä kemiallisia että fyysisiä vaikutuksia kallion ominaisuuksiin. Etenkin  
kemiallisten vaikutusten on todettu olevan Suomen kalliooperässä vähäisiä (RIL 154-1  
1987). Fysikaaliset vaikutukset ovat sen sijaan merkittävämmät. Kun pohjavesi virtaa  
kallion raoissa, se huuhtelee niitä, kasvattaen niitä ajan kuluessa yhä suuremmiksi. Näin  
ollen kallion vuotovesimäärät voivat ajan myötä kasvaa ja muuttua merkittäviksi. Kalli-  
on rakotäytteen liikehtiminen saattaa aiheuttaa yllättäviäkin seurauksia, vaihtaessaan  
paikkaa ja tukkiessaan raot jossain muussa kohtaa kalliotilaa. Jotkut savet reagoivat  
veden läsnäoloon paisumalla. Rakotäytteenä olevan saven paisuminen voi aiheuttaa  
kalliooperään ylimääräistä painetta. Merkittävä veden aiheuttama fysikaalinen vaikutus  
on pakkasrapautuminen. (RIL 98 1976)

### ***Rapautuneisuus***

Kivilajit rapautuvat joko mekaanisesti tai kemiallisesti. Kemiallisen rapautumisen tapauksessa mineraalien kiderakenne muuttuu ja heikkenee siten, että kivi muuttuu huokoiseksi ja pehmeäksi. Kivilajista riippuen kivi voi jopa liueta kokonaan. Mekaanisen rapautumisen johdosta mineraalisirut hankaavat mekaanisen rasituksen johdosta ja lopulta heikkenevät niin paljon että rakenne hajoaa. Kiviaines murenee rapautumisen johdosta soramaiseksi irtoainekseksi. Kiviaineksen rapautumiskyky riippuu pitkälti sen mineraalikoostumuksesta. Erityisesti kemiallisen korroosion tapauksessa mineraalikoostumuksella on suuri vaikutus. Suomen kivilajeissa kemiallinen korroosio on kuitenkin yleensä vähäistä. Kemiallinen rapautuminen on ilmiönä niin hidas, ettei se ei yleensä ehdi vaikuttaa louhinta- tai rakennuskohteisiin. Mekaaninen rapautuminen on syntymekanismista riippuen kemiallista rapautumista nopeampi ilmiö. Esimerkiksi veden jäätyminen raoissa ja halkeamissa voi kiilavaikutuksen avulla aiheuttaa rapautumista. Tällaisen rapautumisen vaikutus on nopeaa ja voi vaikuttaa rakentamisen etenemiseen jopa merkittävästi. Jäätymisestä aiheutunutta rapautumista kutsutaan pakkasrapautumiseksi. Tehtyjen havaintojen mukaan Suomen kivilajeissa rapautuneisuus on tunnetusti vähäistä. (RIL 98 1976)

## **4.3 Kallion luokitukset**

Kallion luokittelun tavoitteena on kallion jakaminen sen eri ominaisuuksien mukaan riittävän yhtenäisiin osiin. Luokittelu voi palvella sekä suunnittelussa, tiedonsiirrossa ja urakka-asiakirjojen laadinnassa. Luokitusten yhtenä tavoitteena on myös yhteisen kielen löytäminen hankkeen eri osapuolten kesken. Kallion luokittelu lisäksi helpottaa sen ominaisuuksien tunnistamista. (RIL 154-1 1987)

### ***RG-luokitus***

Suomessa käytetty luokitus on rakennusgeologinen kallioluokitus eli RG-luokitus (RIL 154-1 1987). Luokitus perustuu tutkijan visuaalisiin havaintoihin kiviaineksen ja kallion laadusta. Kalliopaljastumista, näytekappaleista sekä -aineksesta tehdään havaintoja ja niitä täydennetään laboratoriokokein. Kiviaineksen ominaisuuksia päätellään muun muassa seuraavien tekijöiden perusteella: mineraalikoostumus, mineraalien raekoko, rae-muoto, mineraalien välinen sidos, mineraalien järjestyneisyys, rapautuneisuus, homogeenisuusaste sekä vesipitoisuus.

Lopulta kalliosta tunnistetaan tai määritetään seuraavat tekijät joihin luokitus perustuu: kiviaines, kiviaineksen homogeenisuus, kallion suuntaus ja rakenteet, rakoilun laatu ja tiheys, rakoilun homogeenisuus, rapautuneisuus ja kalliovesi. (RIL 154-1 1987)

### ***RQD-luokitus***

Yksi ulkomailla paljon käytetyistä luvuista on RQD-luku (engl. *Rock Quality Designation*). RQD-lukua käytetään kuvaamaan kallion laatua. Sitä on käytetty melko yleisesti kallionäytekairausten yhteydessä (RIL 154-1 1987). Luokituksessa tutkitaan kallionpo-

ranäytettä ja sen halkeiluominaisuuksia. Menetelmässä lasketaan näytteestä kappaleet joiden pituus on vähintään 100 mm ja lasketaan niiden yhteenlasketun pituuden osuus koko näytteestä. Kaavassa (1) on esitetty RQD-luvun määrittäminen. Luku esittää yksinkertaisesti ja nopeasti yleiskuvan kallion rakoilun määrästä. Tulosten tulkitseminen on esitetty taulukossa 4.1. (RIL 154-1 1987)

$$RQD[\%] = 100 \cdot \frac{\text{yli 100mm pituisten kairausnäytteiden summa [mm]}}{\text{porareian pituus [mm]}} \quad (1)$$

*Taulukko 4.1 Kallion laatu RQD-luvun perusteella (RIL 154-1 1987)*

<b><i>RQD- luku (%)</i></b>	<b><i>Kallion laadun kuvaus</i></b>
0...25	Hyvin huono
25...50	Huono
50...75	Keskinkertainen
75...90	Hyvä
90...100	Erinomainen

#### **4.4 Kalliotutkimukset**

Tehokkaan kallioankkurointisuunnittelun lähtökohtana ovat hyvin tunnetut maa- ja kalliooperän ominaisuudet perustuksen alueella. Tämä vaatii tavanomaista laajemmat kalliooperän tutkimukset. Tavanomaista laajemmat tutkimukset kuitenkin lisäävät kustannuksia jopa merkittävästi. Mikäli riittäviä tutkimuksia ei ole suoritettu, on suunnittelijan jätettävä käyttämättä hyödyksi merkittävä osa ankkuroidin kapasiteetista, sillä varmuutta on vastaavasti kasvatettava. (Xanthakos 1991)

Geoteknisen tutkimuksen tarkoitus on saada selville kallion ja pohjaveden olosuhteet ja ominaisuudet. Lisäksi tavoitteena on kerätä tietoa rakennuspaikasta. Tutkimuksen tarkoitus on antaa hankkeen eri osapuolille tarpeelliset tiedot rakentamisen kustannuksia, suunnittelua, rakentamista ja ympäristövaikutusten arviointia varten. Tärkeimpiä tutkimuskohteita ovat kallion lujuus- sekä rakoiluominaisuudet. Lisäksi pohjaveden läsnäolo tulee selvittää mahdollisimman tarkasti. Seuraavassa on esitelty hieman tarkemmin joitain kallion tutkimiseen käytettäviä menetelmiä. Kalliolle tehtävät tutkimukset suoritetaan standardin EN 1997-2 mukaisesti.

##### ***Rakennusgeologinen kartoitus ja visuaalinen tutkimus***

Rakennusgeologinen kartoitus alkaa olemassa olevan tiedon kartoituksella tutkittavasta kallioista. Tämän lisäksi tietoa täydennetään karttatulkinnoilla ja kuvantamisella. Visuaalisella tutkimuksella kerätään tietoa maastosta ja sitä verrataan karttahavaintoihin. Kartoituksen tarkoituksena on kerätä tietoa muun muassa kallion heikkousvyöhykkeistä ja rakoilusta, kalliojaljastumista sekä kohteen kivilajeista. Tuloksena saadaan tietoa kallion laadusta, useimmiten rakennusgeologiseen luokitukseen perustuen. Kartoitus

muodostaa usein lähtötiedot suunnitteluun ja rakentamiseen. Visuaalisen tutkimuksen perusteella voidaan suunnitella jatkotutkimusten tarve ja laajuus. (RIL 154-1 1987)

### ***Kallionäytekairaus***

Kallionäytekairauksessa kalliosta porataan kiertoporausta käyttäen lieriön muotoisia näytteitä, joiden avulla voidaan arvioida kallion ominaisuuksia kallion pintaa syvemmillä. Porauksessa pyörösahan kaltainen timanteilla varustettu terä tekee kallioon renkaan muotoisen reiän, jonka keskustaan jää sydännäyteaines. Näyte siirretään sydännäytelaatikkoon, jossa sitä tulkitaan. Näytteestä voidaan määrittää kallion pinnan tarkka sijainti. Lisäksi saadaan yksityiskohtaista tietoa kivilaadusta. Muun muassa voidaan päätellä kallion rikkonaisuutta ja kiinteyttä sekä kerroksellisuutta. Sillä kallion ominaisuudet ovat pitkälti sen epäjatkuvuuksien säätelemät, tulee näytettä ottaessa kallion epäjatkuvuudet ja täytemateriaalit määrittää mahdollisimman tarkoin (EN 1997-2). Kallionäytteenottoluokka valitaan sellaiseksi, että se mahdollistaa kallion epäjatkuvuuksien tarkastelun. SFS EN 1997-2 mukaan kairattujen kallionäytteiden luokitus sisältää tavallisesti geologisen kuvauksen, sydänsaannoksen, kallion laatuluokituksen (RQD, eng. ”Rock Quality Designation”) sekä kovettumis-, murtumis-, rapautumis- ja rakoiluasteen määrittämisen. (RIL 154-1 1987)

### ***Porareiän videokuvauks***

Porareiän videokuvauks on yksi merkittävimmistä kalliotutkimuksista tutkittaessa kallion vesitiiveyttä (Ritola & Vuopio 2002). Tekniikan kehittyttyä kairareikien videokuvauks on lähes korvannut kairausnäytteiden porauksen. Videokuvauksella on mahdollista saada tarkkaakin tietoa kallion ominaisuuksista kairareiässä. Ongelmia videokuvauksessa on kuitenkin kuvan erottelukyvyyssä ja kuvan suuntaamisessa, kun olosuhteet ovat vaikeat. (Ritola & Vuopio 2002)

### ***Rakennusaikainen seuranta***

Kallioankkuroinnin suunnittelussa on tärkeää rakennusvaiheen aikainen kallion ominaisuuksien seuraaminen ja kirjaaminen. Uutta tietoa saattaa ilmetä rakentamisen aikana kun porareikien poraus etenee. On tärkeää, että tämä tieto kulkeutuu suunnittelijalle, jotta lähtöoletusten ja kallion todellisen tilan vastaavuus todentuu. Kallioankkureiden porauksen yhteydessä poraaja pitää kirjaa porauksen etenemisestä. Mikäli porauksen aikana ilmenee selviä heikkousvyöhykkeitä, tulee niistä ilmoittaa suunnittelijalle. Porareikään jossa on porauksen perusteella havaittu heikkousvyöhyke, suoritetaan vesimenekkikoe.

### ***Laboratoriokokeet ja lujuuskokeet***

Puristuslujuus määritellään yleensä yksiaksiaalisella puristuskokeella. Kokeessa seurataan kivilajin muodonmuutosten ja puristuslujuuden välistä suhdetta. Kokeesta voidaan päätellä kivilajin kimmomoduuli ja puristuslujuus. Jos myös koekappaleen sivusuuntaista painetta voidaan hallita, on kyseessä kolmiaksiaalinen puristuskoe. Tästä kokeesta saadaan selville myös kivilajin leikkauslujuusparametrit eli koheesio ja kitkakulma.

Lujuuskokeista saadut tulokset riippuvat pitkälti kokeen suoritustavasta. Kokeesta saatuihin lujuusarvoihin vaikuttavat koeolosuhteet ja näytteen laatu ja edustavuus. (RIL 98 1976)

Standardin EN 1997-2 mukaan kalliomassan ominaisuuksia, kuten sen kerrostuneisuutta ja rakoilua voidaan tutkia epäsuorasti puristuskokeilla sekä rakojen suuntaisilla leikkauskokeilla. Jos kallio on heikkoa, voidaan standardin mukaan lisäksi suorittaa täydentäviä kenttäkokeita tai laboratoriokokeita lohkenäytteille. EN 1997-2 mukaan kallionäytteille suoritettavia rutiinilaboratoriokokeita, joiden avulla saadaan riittävät perusteet kalliomateriaalin kuvaukselle, ovat seuraavat:

- geologinen luokitus
- irtotiheyden määrittäminen
- vesipitoisuuden määrittäminen
- huokoisuuden määrittäminen
- yksiaksiaalisen puristuslujuuden määrittäminen
- kimmokertoimen ja suppeumaluvun määrittäminen
- pistekuormituslujuusindeksikoe

## 4.5 Vesimenekkikoe

Vesimenekkikokeella voidaan tutkia useita kallion ominaisuuksia. Näitä ominaisuuksia ovat muun muassa kallion epäjatkuvuuskohdat ja niiden karkea sijainti, kalliomassan veden imukyky, kalliomassan tiiveys, juotoksen tehokkuus ja geomekaaniset ominaisuudet kuten kallion säröily vedenpaineen takia. Kallioankkuriperustuksen yhteydessä tärkeää on tutkia kallion eheyttä ja arvioida asennuksessa kuluvan juotoksen määrää. Koemenettelyssä kairaus- tai porareikään pumpataan paineellista vettä ja tutkitaan veden tunkeutumista kallioon. Mittaustuloksista lasketaan kuluneen veden menekki, jonka perusteella voidaan arvioida muun muassa kallion rakoilun määrää. Vesimenekkikokeen suorittamiseen on kehitetty standardi ISO 22282-3. Kallioankkuroidun tuulivoimaperustuksen vesimenekkikoe suoritetaan kyseisen standardin mukaisesti, noudattaen sen ohjeita ja suosituksia kokeen suorittamisesta ja tulosten tulkinnasta. (ISO 22282-3:2012)

Vesimenekkikokeen tuloksille käytetään nimitystä kallion vesimenekkiarvo ja sen yksikkönä yksikköä *Lugeon*. Vesimenekkiarvo määritetään oheisen kaavan (2) mukaan. Taulukkoon 4.2 on koottu vesimenekkiarvot, jotka voivat toimia arviointiperusteena kallion vesitiiveydelle (RIL 98 1976). RIL Pohjarakenteet (RIL 166 1986) mukaan kallioankkurin porareikälle voidaan hyväksyä vesimenekkiarvo 0,5 Lugeonia. Jos vesimenekkiarvo ylittää raja-arvon, tulisi reikä injektoida ja porata uudelleen. Uudelleen porauksen jälkeen vesimenekkikoe suoritetaan uudelleen.

$$Lugeon = \frac{Q_w}{l \cdot p \cdot t_w} \quad (2)$$

jossa

$Q_w$	vesimenekki (l)
$l$	tarkasteluvälin pituus (m)
$p$	ylipaine (MPa)
$t_w$	pumppausaika (min)

*Taulukko 4.2 Kallion Lugeon-arvojen tulkitseminen (RIL 98 1976)*

<i>Lugeon-arvot</i>	<i>Tiivistyksen tarve</i>
1...2 Lugeonia	Kallio vedenpitävää
2...6 Lugeonia	Tiivistykseen varauduttava
yli 6 Lugeonia	Tiivistäminen välttämätöntä

Vesimenekkiprobeja voidaan suorittaa joko yhdessä vaiheessa tai kahdessa vaiheessa. Yksivaiheinen vesimenekkiprobe suoritetaan yhdessä vaiheessa, jolloin vesi johdetaan paineella koko porareikään. Yksivaiheisella kokeella tutkitaan yleensä kallion tiiveyttä. Testi ei anna kuitenkaan tietoa mahdollisten epätiiviyden kohtien sijainnista. Monivaiheisessa kokeessa vesimenekkiprobe suoritetaan osissa siten, että reiästä tulpataan erilliset tarkasteluvälit, joissa koe erikseen suoritetaan. Koe antaa tiiveysarvojen lisäksi tietoa myös kallion vuotavien kohtien sijainnista porareian matkalla. (RIL 98 1976)

Kallioankkuroidun tuulivoimaperustuksen tapauksessa monivaiheisen menetelmän käyttäminen on järkevää, sillä se tarjoaa enemmän tietoa kallion halkeilusta kuin yksivaiheinen koe. Koe suoritetaan siten, että ensin lähdetään mittaamaan pinnasta vain osa reikää kerrallaan, kokoajan syvemmälle edeten. Lopulta koe tehdään koko reiälle. Kun käytetään kaksoistulppamenetelmää, voidaan reiän matkalta valita tarkasteluväli jota tutkitaan. Menetelmästä riippumatta mitattavaan kohtaan pumpattavan veden määrä ja paine havainnoidaan ja kirjataan. Vesimenekki mitataan käyttäen useaa eri painetta kolmella eri painetasolla. Kullakin painetasolla paine pidetään tässä menetelmässä tasaisena. Painetta kasvatetaan ja lasketaan portaittain. Ensin aloitetaan matalimmasta paineesta edeten portaittain korkeimpaan paineeseen. Painesarjat voivat olla esimerkiksi 200, 300, 500, 300 ja 200 kPa tai 400, 600, 900, 600 ja 400 kPa (RIL 98 1976).

Tuloksia voi tulkita muutenkin kuin Lugeoneina. Toisessa menetelmässä kallion vesimenekkiarvoa ei lasketa, vaan tarkastellaan virtaaman kokonaisarvoa. Koe suoritetaan ilman tulppia yhdessä vaiheessa. EN 1537 mukaan kalliota ei tarvitse tiivistää mikäli ankkurin tartuntapituudella vesimenekki  $Q$  on alle 5 l/min 0,1 MPa paineella 10 minuutin tarkastelujaksolla. (EN 1537:2013)

## 4.6 Kallion lujittaminen injektioimalla

Kallion injektointi tarkoittaa täyteaineen pumppaamista kallion rakoihin paineen avulla. Yleisimmin käytetty täyteaine on sementtilaasti (RIL 154-2 1987), (Pöllä 1989). Useimmiten injektointi tapahtuu porattujen kallioreikien kautta painetta käyttäen (RIL

154-2 1987). Injektoinnin tarkoitus voi olla kallion tiivistäminen tai sen lujittaminen. Useimmiten kalliorakentamisessa riittää kallion vesitiivistäminen (Pöllä 1989), ankkuroidussa rakenteessa injektioinnin tarkoitus on kuitenkin myös lisätä kallion lujuutta vesitiiveyden parantamisen ohella. Kallion vesitiiveyden parantaminen injektoimalla johdtaa luonnollisesti myös parantuneeseen kallion lujuuteen. RIL Tunneli- ja kalliorakennus I (RIL 154-1 1987) mukaan injektioinnin mitoitus on tehtävä tapauskohtaisesti, kun injektioinnilla pyritään kasvattamaan kallion lujuutta. Saman lähteen mukaan injektioinnin avulla kallion kimmomoduulia voidaan kasvattaa 50 %...100 % tai jopa enemmän (RIL 154-1 1987).

Mikäli kallion vesimenekkikokeella kallio todetaan halkeilleeksi, eli kallion vesimenekkiarvo ylittää edellisessä kappaleessa asetetut rajat, tulee kallio lujittaa ja tiivistää. Tämä suoritetaan injektoimalla porareikä sementtilaastilla. Kallion lujitustarpeeseen vaikuttavat kallion kivilajien laatu ja lujuus, kallion rakoilu ja heikkousvyöhykkeet sekä kallion vesiolosuhteet (RIL 154-2 1987). Nämä kallion ominaisuudet on käsitelty edellisissä kappaleissa. Tuulivoimaperustuksella on ankkurien vetokuormituksen lisäksi myös suuret puristuskuormat. Näin ollen kallion puristuskapasiteetin kasvattaminen saattaa olla tarpeellista. Puristuskapasiteetin kasvu injektioinnin jälkeen on määritettävä tapauskohtaisesti.

## 5 KALLIOANKKURIT

Ankkureita kutsutaan tavallisesti kiinnityskohteensa mukaan joko maa- tai kallioankkureiksi (RIL 166 1986). Kallioankkureita on useita eri tyyppejä, joiden toimintaperiaatteet eroavat jossain määrin toisistaan. Tässä diplomityössä käsitellään tarkemmin vain esijännitettävät kallioankkurityypit, jotka ovat soveltuvia pysyvään perustuksen nostovoimien ankkurointiin. Kallioankkuroinnin suunnittelussa tulee käyttää vain sellaisia ankkurityyppejä, joiden toiminta on varmennettu asianmukaisilla tutkimuskokeilla ja jotka on dokumentoitu toimivuuden ja säilyvyyden osalta (EN 1537:2013). Kallioankkurit jaetaan käyttöikänsä perusteella pysyviin ja väliaikaisiin ankkureihin. EN 1537:2013 mukaan väliaikaisia ankkureita ovat ne ankkurit, joiden suunniteltu käyttöikä on alle 2 vuotta. Näin ollen kaikki tuulivoimaloiden perustuksissa käytetyt ankkurit ovat luonteeltaan pysyviä ankkureita.

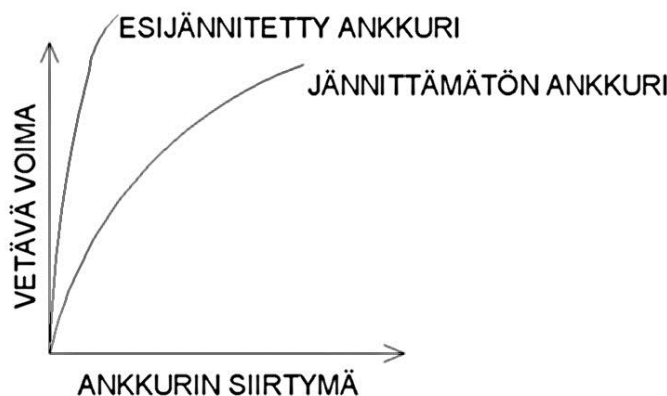
### 5.1 Jännemenetelmät

Jännemenetelmällä tarkoitetaan kokonaisuutta, jonka muodostaa jänneterästen asentaminen, jännittäminen, lukitseminen ja suojaaminen sekä siihen kuuluvat laitteet ja työmenetelmät (RIL 166 1986). Tässä diplomityössä käsitellään vaan juotettuja ankkurityyppejä sekä kärkeä ankkuroituja kallioankkureita. Kallioankkurit jaetaan staattiselta toiminnaltaan kahteen päätyyppiin: jännitettyihin ja jännittämättömiin ankkureihin. Tämän lisäksi jako voidaan tehdä toimintaperiaatteen mukaan aktiivisiin ja passiivisiin ankkureihin. Aktiivisen ankkurin toiminta alkaa heti asennuksen jälkeen, jolloin esijännitysvoima aiheuttaa puristusta kalliomassaan. Aktiiviankkurit jännitetään esijännitysvoimalla jo asennusvaiheessa. Esijännitys vähentää muodonmuutoksia kalliomassassa. Esijännityksellä kalliolohkareet lukitetaan yhteen, jolloin muodostuu yhtenäinen kalliomassa. Esijännitetyt ankkurit ovat juotettuja vain ankkurin alapäästä, jolloin yläpään ankkuroimaton vapaa osuus sallii jännitteen muodonmuutokset. Yhtenäisesti toimiva kalliomassa toimii rakenteessa stabiloivana kuormana. Passiiviankkurit eivät puolestaan ole esijännitettyjä kuten aktiiviankkurit. Jännittämättömät ankkurit ovat kokomatkaltaan kiinni juotettuja, toisin kuten vapaalla venymispituudella varustetut jännitetyt ankkurit. Siinä missä aktiiviankkurit ovat koko ajan jännitettynä, passiiviankkurit jännittyvät vain kun muodonmuutoksia tai liikettä tapahtuu kalliomassassa. Näin ollen niiden toiminta alkaa vasta muodonmuutosten alettua Näiden kahden ankkurityypin toimintaperiaate on täysin erilainen, ja tämän vuoksi niitä tulisi käsitellä kahtena erilaisena tapauksena. (RIL 266-2014 2014)

Kuvassa 5.1 on esitetty esijännitettyjen ja jännittämättömien kallioankkureiden jännitysmuodonmuutos-kuvaajien profiilit. Kuvasta huomataan, että jännittämättömien ankku-



reiden muodonmuutokset ovat merkittävästi suurempia kuin esijännitettyjen ankkureiden muodonmuutokset, vaikka jännittävä voima olisi sama (Hanna 1982). Osittain tästä syystä esijännitetyt ankkurit toimivat tuulivoimaperustuksen ankkuroinnissa paremmin, sillä suuria muodonmuutoksia ei saa rakenteessa syntyä. Esijännittämättömiä ankkureita ei käsitellä tarkemmin tässä diplomityössä.



Kuva 5.1 Jännitetyn ja jännittämättömän ankkurin jännitys-muodonmuutosyhteys

### **Juotosankkurit**

Juotosankkureissa ankkureille kohdistuvat voimat siirretään kalliolle kallion ja juotoksen välisen tartunnan avulla. Ensin ankkuri välittää voimat ankkurilta juotokselle. Juotokselta voimat välittyvät kallioon. Juotosankkurit voivat olla joko tankoja tai jännepunoksia. Ankkurien ominaisuuksia voidaan parantaa erilaisilla pinnoitteilla. Pinnoitteilla voidaan parantaa eritoten ankkureiden säilyvyysominaisuuksia. Sillä jänteen voimat siirretään täysin tartunnan avulla, on jänteen tyypille asetettu erityisiä vaatimuksia. Standardin EN 1537:2013 mukaan seuraavia ankkureita voi käyttää juotosankkureina:

- kylmämuovatut jänneet
- kuumavalssatut jänneet
- harjapintaiset tangot
- 7-lankaiset jännepunokset.

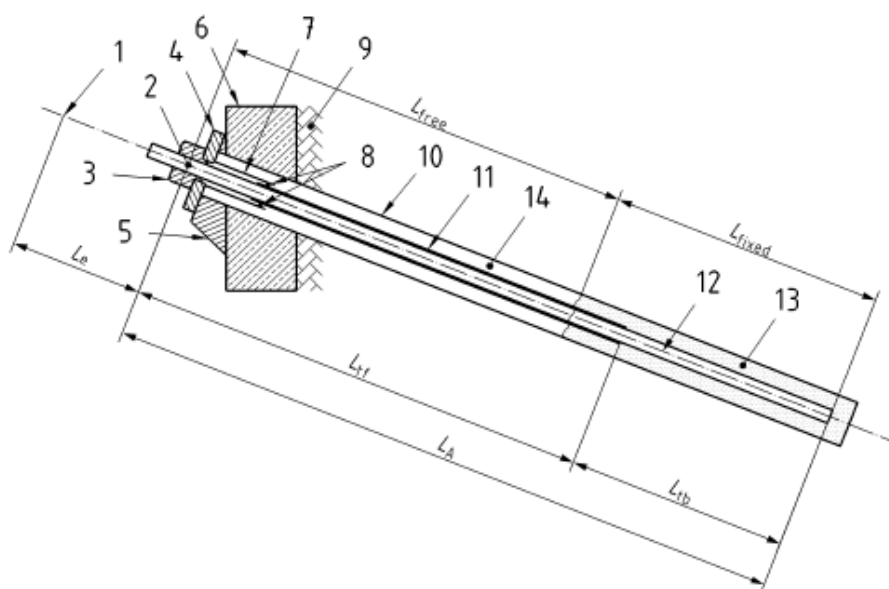
### **Mekaanisesti kärkiankkuroidut ankkurit**

Juotoksen sijasta voi ankkuroinnin juotokseen suorittaa ankkurilaatta, paalupukki tai muu vastaava rakenne (RIL 98 1976). Mekaanisesti kärkiankkuroiduilla ankkureilla jänteen toiseen päähän asennetaan ankkuriosa. Ankkuriosa voi olla esimerkiksi teräslevy tai ankkurin päähän sijoitettava elementti, joka siirtää ankkurin kuormat juotokselle. Ankkurin alapäässä sijaitsevan ankkuriosan takia koko juotos toimii puristettuna. Tässä diplomityössä näitä ankkureita kutsutaan puristusankkureiksi niiden voiman siirtoperiaatteen mukaisesti, näin toimii myös standardi EN 1537:2013. Ankkuriosan tulee olla kykenevä siirtämään sille tulevat kuormitukset kokonaan juotokselle. Muuten kärkiank-

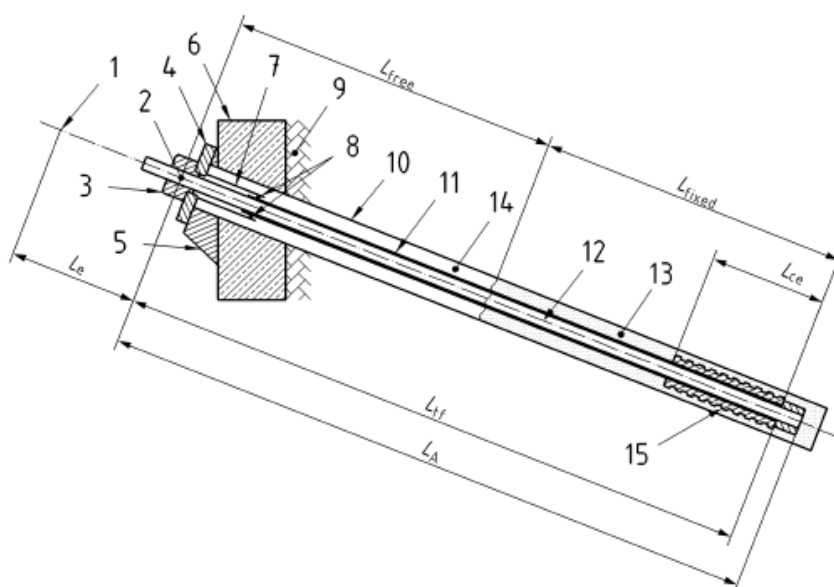
kuroituja ankkureita koskevat samat vaatimukset kuin juotostartunnalla ankkuroituja ankkureita (RIL 266-2014 2014).

## 5.2 Ankkurin osat

Standardin EN 1537:2013 mukaan esijännitetyn kallioankkurin osat määritellään kuvan 5.2 mukaisesti. Osat ja niiden päätoiminnot on selitetty edellä. Puristusankkurin periaatepiirros ja osat ovat käytännössä vastaavat. Erona on erillinen kuormansiirto-osa ankkurin alapäässä. EN 1537:2013 mukaiset puristusankkurin rakenneosat on esitetty kuvassa 5.3.



Kuva 5.2 Esijännitetyn kallioankkurin osat EN 1537:2013 mukaan



Kuva 5.3 Esijännitetyn puristusankkurin osat EN 1537:2013 mukaan

1. ankkurointipiste jännitettäessä
2. ankkurointipiste toiminnan aikana
3. ankkuriosa tai mutteri
4. aluslevy
5. kuorman jakolevy
6. varsinainen rakenne
7. trumpetti
8. tiivisterengas
9. kallio tai maaperä
10. porareikä
11. jänteen suojaputki
12. jänne
13. ankkurin tartuntapituus ja juotos
14. ankkurin vapaa pituus ja juotos
15. ankkurointiosa

### ***Ankkuriosa***

Ankkurin yläpään ankkuriosa koostuu ankkurityypistä riippuen ankkuripäästä ja mutterista. Lisäksi ankkuripään rakenne vaihtelee ankkurivalmistajien tuotteiden mukaan. Ankkurin pään lukitusmekanismi ja mutteri jakavat vetovoimat jänneteräkseltä varsinaiselle rakenteelle tai aluslevylle. Ankkuripää mekaanisesti kiinnittää jänteen sen tukirakenteeseen ja varsinaiseen rakenteeseen. Ankkurin pään avulla jänteelle saatetaan sille suunniteltu esijännitys. Ankkurin pää sallii jänteen jännittämisen, koevetämisen, jännityksen siirron sekä jännityksen pienentämisen. (EN 1537:2013)

### ***Aluslevy ja kuorman jako-osa***

Aluslevyn tehtävä on siirtää kuormat jänteeltä varsinaiselle rakenteelle. Aluslevyn on oltava suorassa kulmassa ankkurijännettä vasten, jotta rakenteen osille ei kohdistu ylimääristä taivutusta ja kuormitus jakautuu mahdollisimman tasaisesti. Kuormat voidaan kääntää kohtisuoriksi ankkurin linjaa vasten joko erillisellä kuorman jako-osalla tai muotoilluilla kiilamaisilla aluslevyillä. (EN 1537:2013) Aluslevy ja kuormansiirto-osat on suunniteltava sellaisiksi, että ne sallivat ankkurin jännittämisen ja tarvittaessa uudelleen jännittämisen. Lisähuomioita on kiinnitettävä osien korroosiosuojaukseen, varsinkin jos osat ovat säälle alttiina, kuten ne usein ovat.

### ***Varsinainen rakenne***

Varsinainen rakenne on se rakenne, joka ankkuroinnilla on tarkoitus kiinnittää. Tämän diplomityön aiheena olevan kallioankkuroidun tuulivoimalan tapauksessa tämä osa on perustuksen aluslevy, joka jakaa voimalan kuormat ankkureille ja muulle perustukselle.

### ***Trumpetti***

Trumpetti on ankkurin osa, joka varmistaa jänteen korroosiosuojauksen ankkuripään ja jänteen vapaa pituuden välillä (EN 1537:2013). Tämän osan tehtävänä on painautua

suojaPUTKEN reunoihin, siten että vapaan veden pääsy putkeen estyy. Sen materiaali voi olla joko muovia tai terästä.

### ***Tiivisterengas***

Ankkuripää tiivistetään siten, että vesi ei pääse kulkeutumaan ankkurin vapaalle pituudelle. Tämä voidaan tehdä erilaisilla tiivisteillä, esimerkiksi O-renkailla. Tiivisteet ovat olennainen osa ankkurin korroosiosuojajärjestelmää.

### ***Kallio***

Ankkuroinnin tarkoituksena on siirtää voimat kalliolle, jolloin perustamisessa voidaan hyödyntää kallion suuri lujuuskapasiteetti ja massa. Kallio on tärkeä osa perustusta ja sen suunnittelua, joten sen riittävä tuntemus on erittäin tärkeää.

### ***Porareikä***

Kallioankkurit asennetaan porareikään ja juotetaan. Porareiän ominaisuuksilla on merkittävä osuus juotoksen ja kallion välisen tartunnan muodostumisessa. Lisäksi porareiän on oltava oikeanlainen, jotta riittävä jänteiden korroosiosuojaus on taattu. Tavallisesti riittäväksi porareiän halkaisijaksi ilmoitetaan 1,5-kertainen ankkurin halkaisija. Tämän lisäksi on huomioitava, että juotoksen riittävä peitepaksuusvaatimus täyttyy. Porareikiä voidaan hyödyntää myös kallion laadun määrittämisessä. Lisäksi ennakkotutkimuksen avulla on varauduttava juotoksen pakenemiseen porareikien halkeamista. Porareikien on oltava riittävän tiiviitä, jotta juotos on yhtenäinen ja toimiva. Näin varmistetaan riittävä tartunnan muodostuminen juotoksen ja kallion välisellä rajapinnalla.

### ***Suojaputki***

Suojaputkella varmistetaan jänteen riittävä korroosiosuojaus erityisesti jänteen vapaalla pituudella. Jänteen vapaan pituuden on sallittava jänteen muodonmuutokset. Tämän takia tarvitaan juotoksen ja jänteen väliin suojaputki. Suojaputket estävät veden pääsyn jänteen pintaan, jolloin ne estävät jänneteräksen korroosion. Suojaputket ovat yhtenäisiä ja täysin vedenpitäviä. Putki suojaa jännettä korroosiolta ja varmistaa, että juotos ei vahingoitu ankkurin muodonmuutoksien seurauksena. Suojaputkien käyttöä on tarkemmin käsitelty korroosiosuojauksen yhteydessä alaluvussa 7.11. Myös pysyvien ankkureiden tartuntapituus vaatii riittävän korroosiosuojauksen, joka voidaan saada aikaan suojaputkillä.

### ***Jänne***

Jänne on alaluvun 5.3 mukainen ankkurin osa, joka siirtää kuormat juotokselle. Jänne-menettelystä riippuen ankkuri on joko jännepunos tai tanko.

### ***Ankkurin vapaa pituus***

Esijännitettyjen kallioankkureiden toiminta perustuu ankkurin vapaan pituuden muodostumiseen. Kallioankkurin vapaa pituus muodostaa pohjan ankkurin elastisen venymän tarkastelulle. Vapaa mitta mahdollistaa kallioankkurin elastisen venymän. Jos ankkuri juotettaisiin ylös saakka, pääsisivät muodonmuutokset tapahtumaan vasta kun kalliossa

tapahtuu halkeilua. Kallioankkurin yläpäästä ei juoteta kuten tartuntaosuutta. Sen sijaan vapaa mitta suojataan esimerkiksi suojaputkella, ja juotetaan riittävän korroosiosuojan saavuttamiseksi. Suojaukseen voidaan käyttää myös muita menetelmiä kuten kutistesukkaa.

### ***Tartuntaosa***

Tartuntaosan tarkoitus on siirtää kuormat jänteeltä kalliolle. Lisäksi tartuntaosan juotoksen tehtävänä on suojata jännettä korroosiolta, siltä matkalta jonka on tarkoitus siirtää voimia. Tartunnan muodostumiseksi, on janteen pinnan oltava muotoiltu. Sileillä jän-teillä ei katsota muodostuvan riittävää tartuntaa. Tartuntaosan onnistuminen on asen-nusvaiheen kriittisimpiä vaiheita. Juotoksella on useita tehtäviä liittyen rakenteen toi-mintaan. Juotos voi olla joko sementtipohjainen tai hartsijuotos, myös epoksijuotos on mahdollinen. Tartuntapituudella juotoksen tehtävä on varmistaa, että vetovoimat välit-tyvät jänteeltä kalliolle. Lisäksi ankkuri muodostaa suojaavan vaipan janteen ympärille ja näin suojaa rakennetta korroosiolta. Juotos tiivistää kallion rakoja ja injektoi sen, näin myös kallion lujuusominaisuudet paranevat. (EN 1537:2013)

### ***Jatkoskappaleet***

Jatkoskappaleita käytetään yhdistämään janteen koko pituutta lyhyemmät osat yhdeksi yhtenäiseksi janteeksi. Jatkoskappaleen eli muhvin tehtävänä on siis siirtää kuormat jänteeltä toiselle, jos ankkurointia ei voida suorittaa yhtenäisenä. Jatkosmuhvi ei saa heikentää jännejärjestelmän lujuutta. Näin ollen sillä tulee olla riittävän hyvät lujuus-, sitkeys- ja väsymisominaisuudet, jotta se kestää rakenteen kaikki rasitukset. Lisäksi jatkosmuhvin korroosiosuojauksen on oltava yhtä hyvä kuin pelkän janteen kor-roosiosuojan. On myös huomioitava, että vaadittu juotospaksuus säilyy myös jatkos-muhvin kohdalla. Jatkosten sijainti on suunniteltava siten, että jatkos ei osu ankkurin tartuntapituuden kohdalle. Standardin EN 1537:2013 mukaan, jatkoskappaleiden tulee noudattaa standardia EN 1992-1.

### ***Keskittimet***

Porareikään sijoitetaan keskittimiä, jotka varmistavat janteen sijainnin porareiän keski-linjalla. Kalliopulttien tapauksessa keskittimiä asennetaan vähintään 1,5 metrin välein tai vähintään kaksi keskitintä per ankkuri (RIL 266-2014 2014). Keskittimessä on olta-va tukipinta kalliota vasten vähintään kolmeen eri suuntaan, kuitenkin siten, että se mahdollistaa reiän juottamisen. Keskittimet on asennettava siten, että peitepaksuusvaa-timus ja tartuntapituus täyttyvät. Keskittimet takaavat, että kaikki janteen eri komponen-tit, korroosiosuojaus ja jatkokset mukaan lukien, ovat suojattuina riittävällä juotospeit-teellä.

### ***Välikkeet***

Jos ankkuri koostuu useista janteista, käytetään välikkeitä pitämään janteet erillään toi-sistaan. Välikkeitä koskevat samat korroosionsuojaus ym. säännöt kuin keskittimiäkin. Keskittimet ja välikkeet asennetaan siten, että ne eivät liiku porareiässä ja että ne mah-

dollistavat juotoksen vapaan leviämisen porareissä. Osien on oltava korroosionkestävää materiaalia, kun ne on asennettu tartuntapituuden ulkopuolelle.

### **Ankkurointikappale**

Mekaanisesti kärkiankkuroiduissa ankkureissa ankkurointikappale siirtää kuormat jänneeltä juotokselle. Voimia ei siis siirretä pääasiassa ankkurin tartunnan vaan mekaanisen lukituksen avulla. Näin ollen tämä osa ja koko tartuntapituus on pelkässä puristusrasituksessa. Ankkuriosan on kyettävä siirtämään ankkurin maksimi vetovoima juotokselle. Eri ankkurivalmistajat ovat kehittäneet erilaisia ankkurityyppejä, joihin liittyy erillinen ankkuriosa.

## **5.3 Jännetyypit**

Tankoankkureissa niiden lukitseminen tapahtuu tyypillisesti mutterin avulla. Tällöin ankkuri voi olla kierteytetty koko matkaltaan. Mutterista jännevoima siirtyy ankkurilevyn kautta ankkuroitavaan rakenteeseen. Kiilamaisilla ankkurilevyillä voidaan korjata alusrakenteen vinoutta. Ankkurointiin käytettyjen ankkuritankojen tulee olla jollain tavoin muotoiltuja, jotta niitä voidaan käyttää voiman siirtoon. Tyypillisesti ankkurit on valmistettu korkealujuusteräksestä. EN 1537:2013 mukaan sileitä tankoja ei saa käyttää tartunta-ankkureina, sillä niiden tartunta on huono. Kuvassa 5.4 on esitetty periaatepiirros yhdestä markkinoilla olevasta tankoankkurista. Kuvassa on Dywidagin pysyvään ankkurointiin soveltuva ankkuri (Dywidag Bar Anchor), joka on korroosiosuojattu suojaputkella.



*Kuva 5.4 Tankoankkuri: Dywidag Bar Anchor*

Lanka- ja punosjänneterästen lukitus tapahtuu tavallisimmin kiilalevyjen sekä kartioiden avulla. Kiilat joko painetaan kiinni hydraulisella sylinterillä tai sitten ne kiilautuvat kitkan avulla, kun esijännityspuristimen voimaa vähennetään jännityksessä (RIL 98 1976). Itse jännepunokset ovat teräslangasta valmistettuja punoksia, jotka muodostuvat seitsemästä langasta. Ankkuri muodostuu tyypillisesti useiden punosten muodostamasta nipusta. Jännepunosten etuna on materiaalin korkea murtolujuus. Näin ollen punoksen katkeamiseen vaadittava voima on hyvin suuri suhteessa punoksen poikkipinta-alaan. Jännepunos on joustava rakenne ja sallii myös suurempia kallion siirtymiä kuin tangot.

Punoksen jäykkyyttä saadaan kasvatettua esimerkiksi punoksen pinnoittamisella. Tar-  
koitukseen on kehitetty myös erikoispunoksia, joilla jänteen tartuntaominaisuuksia ja  
korroosiokestävyyttä on kasvatettu. (RIL 266-2014 2014)

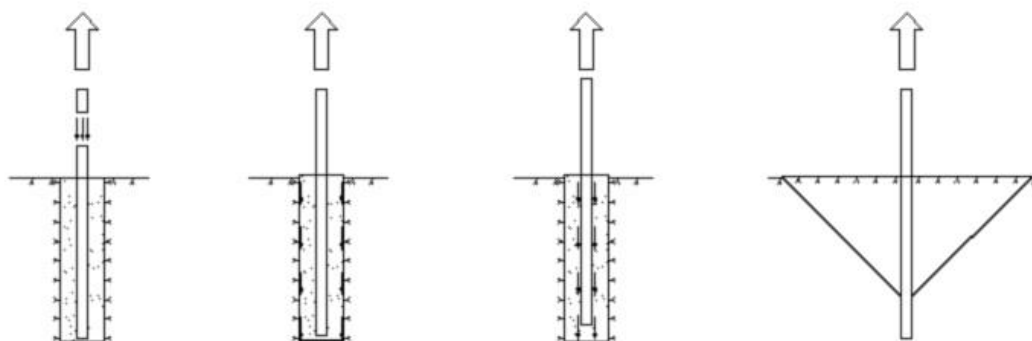
Kuvassa 5.5 on esitetty periaatepiirros eräästä markkinoilla olevasta jännepunosankku-  
rista. Tuote on Dywidag Strand Anchor (Permanent DCP anchor). Ankkuri on pysyvään  
ankkurointiin soveltuva ankkuri, joka on korroosiosuojattu suoja-putkella.



*Kuva 5.5 Jännepunosankkuri: Dywidag Strand Anchor*

## 6 KALLIOANKKURIN MURTOTAPAUKSET

Juotettu kallioankkurointi voi pääsääntöisesti murtua neljällä eri tavalla. Nämä murtorajatilat ovat kalliomassan murtuminen, kallio-juotosliitoksen pettäminen, juotos-ankkuriliitoksen pettäminen ja ankkurin rakenteellinen murtuminen. Nämä rajatilat on havainnollistettu myös kuvassa 6.1. Kallioankkurin suunnittelussa huomioidaan kaikkien näiden neljän tapauksen varmuuskertoimet ja valitaan niistä määräävä murtotapaus (Littlejohn & Bruce 1975). Ankkuroinnin kapasiteetin lisäksi tulee tarkastella myös kallion kestävyyttä. Lisäksi tulee tarkastella betonin ja kallion paikallinen puristuskapasiteetti, sillä betoniperustus siirtää puristavat kuormat kalliolle. Murtotapausten käsitettä voidaan edelleen laajentaa ankkurien korroosiokestävyyteen sekä ankkurien jännitystilän säilyvyyteen. Mahdollista rakenteellista murtumista ankkuroitavassa rakenteessa, eli betonisessa perustuslaatas ja aluslevyssä, ei tarkastella tässä diplomityössä. Luonnollisesti perustuksen rakenteellisessa suunnittelussa on otettava huomioon myös kallio-ankkureiden aiheuttamat lisäkuormitukset perustukselle. Tässä diplomityössä tarkastelusta jätetään lisäksi pois tornin liitoksen rakenteellinen mitoitus.



*Kuva 6.1 Kallioankkurin päämurtotavat a) ankkurin murtuminen b) tartunnan pettäminen juotos-kalliorajapinnassa c) tartunnan pettäminen juotos-ankkurirajapinnassa d) kallion murtuminen*

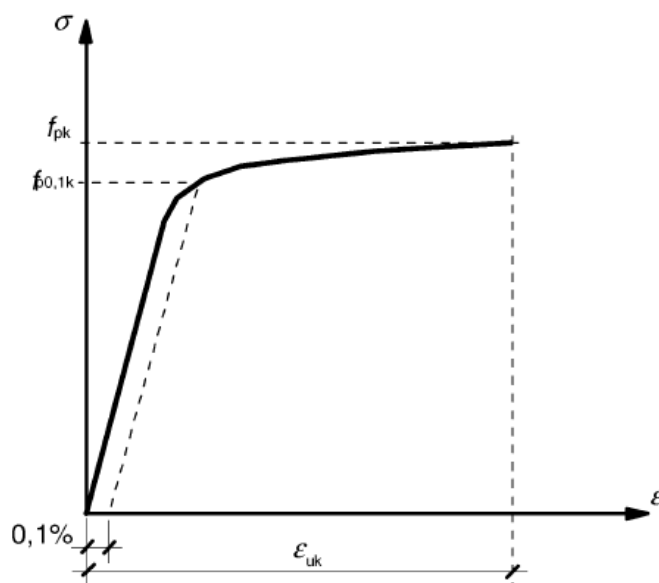
Ankkureiden syvyyden perusteella voidaan päätellä kunkin murtorajatilan tapahtumisen todennäköisyyttä (U.S. Department of transportation 1999). Syvillä ankkureilla murto tapahtuu todennäköisimmin tartunnan pettämisenä, kun taas lyhyemmillä ankkureilla kalliomassan pettäminen on todennäköisempää. Luonnollisesti kaikki murtotapaukset on kuitenkin tarkasteltava ja niistä valittava määräävä. Myös kallion laatu vaikuttaa merkittävästi todennäköisimpään murtumismekanismiin. Halkeilleilla ja heikoilla kalliolaaduilla kalliomassan murtuminen on luonnollisesti todennäköisempää kuin ehjällä ja tiiviillä kalliolla. (U.S. Department of transportation 1999)



## 6.1 Ankkurin murtuminen

Suurien kaatavien momenttien vaikutuksesta ankkurin teräsjänteille välittyy voimia, jotka aiheuttavat jänteisiin vetojännityksen. Jos tämä jännitys ylittää jänteen materiaali-kestävyyden, alkaa jänteen kasvava myötääminen sekä lopulta murtuminen. Ankkurille sallittu maksimikuormitus määräytyy pääasiassa teräksen ominaisuuksien perusteella. Näitä ovat teräksen mekaaninen lujuus, teräksen mekaaniset ominaisuudet sekä ajasta riippuvat viruma- ja relaksaatio-ominaisuudet (Xanthakos 1991).

Jänteelle sallitun jännityksen arvo määritellään joko murtolujuuden  $f_{pu}$  tai määrättyä venymää vastaavan jännityksen  $f_{p,0,1,k}$  avulla käyttäen riittäviä varmuuskertoimia. Tavanomaisen korkealujuusteräksisen ankkurin jännitys-venymäkäyrä on esitetty kuvassa 6.2. Kuvassa ei ole havaittavissa selkeää myötöpistettä. Kuvasta voidaan kuitenkin havaita jänteen murtolujuus  $f_{pk}$ , jota kutsutaan myös ominaislujuudeksi. Lisäksi havaitaan elastinen raja  $f_{p,0,1,k}$ , joka on jännitys joka vastaa tiettyä määrättyä pysyvää venymäta-soa. Eurokoodin (EN 1992-1) mukaan tämä venymän arvo jännepunokselle on 0,1 % ja tavanomaiselle harjateräkselle 0,2 %. (Xanthakos 1991)



Kuva 6.2 Korkealujuusteräksen jännitys-muodonmuutosyhteys EN 1992-1 mukaan

Ankkurin murtuminen käsittää teräksisen ankkurijänteen vetomurron ja erilaiset luki-tusmekanismien murtumiset tai vääntymät (Littlejohn & Bruce 1977). Korroosiolla on merkittävä vaikutus ankkurin kapasiteettiin, sillä se pienentää ankkurin jännityspoikki-pinta-alaa ajan kuluessa. Näin ollen ankkurin jännitykset voivat saavuttaa ankkurin myötölujuuden jo mitoituskuormaa pienemmillä kuormituksilla. Korroosiota käsitellään tässä diplomityössä erillisenä tekijänä alaluvussa 6.6.

Luonnollisesti valittu ankkurityyppi vaikuttaa merkittävästi sen vetokapasiteettiin. Jän-nepunospultilla voidaan saavuttaa huomattavasti suurempia vetolujuuksia kuin harjate-

räspulteilla, niiden korkeampi lujuisen teräksen takia. Erilaiset ankkuripään vääntymät ja vauriot voivat mahdollistaa suunniteltua suuremmat muodonmuutokset, jotka voivat olla haitallisia rakenteille. Lisäksi nämä vauriot voivat edelleen vaurioittaa jänteen korroosiosuojaa. Myös ankkuripää voi rakenteellisesti murtua, jolloin kuormat eivät siirry kalliolle suunnitellusti.

## **6.2 Tartunnan pettäminen ankkurin ja juotoksen välisellä rajapinnalla**

Ankkurilta vetokuormitukset siirtyvät tartunnan kautta juotokselle. Jos ankkurin veto-voima ylittää ankkuroinnin tartuntakapasiteetin, tapahtuu ankkurin ulosveto. Ankkurin ja juotoksen välisen rajapinnan tarkastelu saa usein vain vähän huomioita (Hanna 1982). Ankkuroinnin suunnittelussa ankkuri-juotosrajapinnan tartunta todetaan usein riittäväksi, sillä usein todetaan kallio-juotos-rajapinnan olevan näistä määräävämpi tapaus (Xanthakos 1991). Näin ollen juotos-kallio-tartunnan kestäessä riittää tartunnan kapasiteetti myös jänteen pinnalla (Xanthakos 1991). Saman lähteen mukaan huomioitavaa on kuitenkin, että tutkimukset pohjautuvat usein perinteisiin paikallavalu raudoituksiin, jotka poikkeavat merkittävästi maa- tai kallioankkuroinnista. Myös RIL:n Pohjarakenteet (RIL 166 1986) toteaa, että aihetta on tutkittu vähän. Ankkuroinnissa juotos on useimmiten teräksen tapaan vedettynä, jolloin tartunnan muodostuminen riippuu sekä juotoksen että jänteen elastisista ominaisuuksista.

Juuri ankkurin ja kallion välissä oleva juotos erottaa kallionankkurin tartunnan kehittymisen tavanomaisesta raudoitusteräksen tartunnan kehittymisestä. Voimien on ensin siirryttävä ankkurilta juotokselle, josta se siirtyy edelleen kalliolle. Sillä juotos siirtää voimat jänteeltä juotokselle, on myös murtuma juotoksen keskilinjalla mahdollinen. Ei ole täysin selvää missä mahdollinen murtuminen tartunnan pettäessä tapahtuu (Hanna 1982). Murtuminen voi tapahtua kalliossa rajapinnan lähellä tai tarkalleen juotoksen ja kallion välisessä rajapinnassa. Murtuminen kalliossa on mahdollista etenkin heikossa maaperässä. Lähteen (Hanna 1982) mukaan on myös mahdollista, että lujilla kallioilla murtuminen tapahtuukin lähempänä juotoksen keskilinjaa eikä pintojen rajalla.

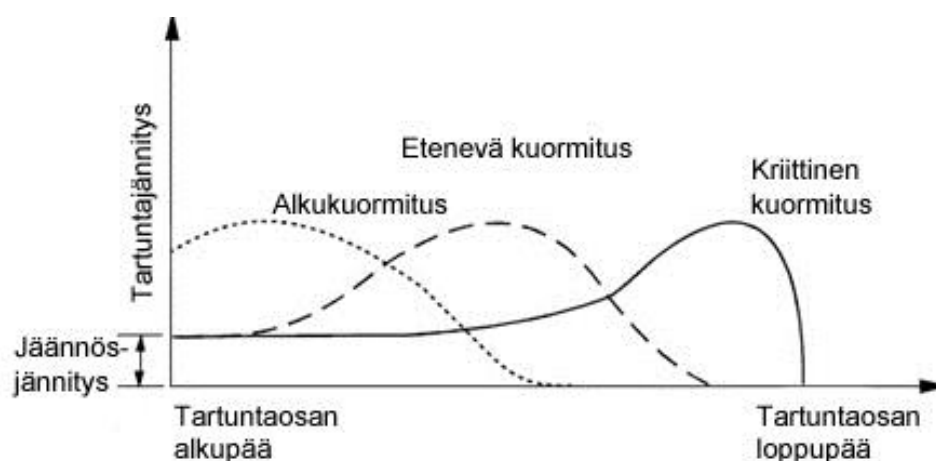
### **6.2.1 Jännitysjakautuma rajapinnalla**

Juotosta käytetään siirtämään voimat ankkurilta kallioon. Tapa miten ja missä vaiheessa jännitykset siirtyvät ankkurilta juotokselle ja kalliolle riippuu ankkurointityypistä ja käytetystä jännemenetelmästä. Esijännitettyjä ja jännittämättömiä ankkureita tulisi tässä yhteydessä käsitellä erikseen niiden täysin erilaisien kuormien siirron takia. Kokopituudeltaan juotetuissa esijännittämättömissä ankkureissa jännitysten uudelleen jakautuminen on lähtöisin kalliomassan liikkeestä, joka siirtää jännityksen pultin juotoksen välityksellä (Cao et al. 2013). Ankkurin ympärillä tapahtuva kallionmuodonmuutoksesta aiheutuva voima vaikuttaa siihen kohtaa pulttia joka on siirtymän kohdalla (RIL 266-2014 2014). Tässä diplomityössä käsitellään pelkästään esijännitettyjä ankkureita, joi-

den toiminta alkaa heti esijännityksen jätön jälkeen. Jännitysten siirtyminen riippuu myös käytetystä ankkurityypistä.

Täysin tartuntaan perustuvat ankkurit siirtävät voimat jänteen ja juotoksen välisen tartunnan avulla. Ankkurin ollessa vedettynä jännitys jakauma on lähes tasaisesti jakautunut tartuntaosan yläosassa, kun jännitykset ovat pieniä. Alun kuormituksella ankkuri siis vastustaa ulosvetoa vain tartuntaosan yläosassa, eivätkä jännitykset ulotu ankkurin pohjaan saakka. Tässä tilanteessa tartunnan suuruus lähenee nollaa kun lähestytään ankkurin loppupäätä. Kuvassa 6.3 on esitetty tartuntajännityksen jakautuminen jänteen tartuntamatkalla (Xanthakos 1991) mukaan. Kuvassa tartuntapituuden matkalla eniten kuormitettu kohta siirtyy jännityksen kasvaessa kohti ankkurin alapäätä, kun lähestytään murtotilan jännitystä. Vasta kun ensimmäinen liukuma juotoksen suhteen kriittisellä kuormituksella tapahtuu, saavuttaa tartuntajännitys ankkurin loppupäätä. Toisin sanoen, liukuma voi tapahtua vasta, kun jännitykset ovat likimain saavuttaneet ankkurin loppupäätä. Kun jännitystä edelleen lisätään, liikkuu jännitysmaksimi kohti ankkuripäätä. Maksimi jännityksen ja tartunnan alkupään välinen jännitys jakauma on likimain tasainen ja se koostuu kitkan aiheuttamasta jäännösjännityksestä.

Kirjallisuudessa on esitetty yhtälöitä kuvaamaan tartuntajännityksen jakautumista jänteen tartuntapituudella. Näitä esittelevät muun muassa lähteet (Hanna 1982), (Xanthakos 1991) ja (Littlejohn & Bruce 1977). Todellisesta epätasaisesta jännitysjakautumasta huolimatta yleinen tapa on mallintaa rajapinnan tartunta tasaisesti jakautuneeksi jännitykseksi. Useat tutkijat (esim. (Littlejohn & Bruce 1977; Xanthakos 1991; Hanna 1982)) ovat kuitenkin todentaneet, että rajapinnan jännitysjakauma on todellisuudessa tätä huomattavasti monimutkaisempi.



Kuva 6.3 Jännityksen jakaantuminen jänteen tartuntapituudella (PTI 2004)

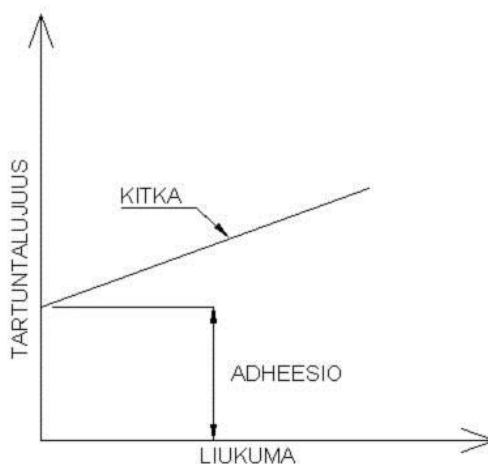
Mekaanisesti kärkeanckuroiduilla ankkureilla ankkurin loppupäässä sijaitseva ankkurointiosa siirtää kaikki voimat juotokselle. Näin ollen koko juotos on myös puristettuna kaikilla jännityksen arvoilla. Tartuntaa rajapinnassa ei laatta-ankkureille tarkastella, sillä

sen ei katsota siirtävän vetovoimia (EN 1993-5). Sen sijaan määritetään ankkurointiosan kapasiteetti vetovoimia vastaan.

## 6.2.2 Tartunnan muodostuminen rajapinnalla

Tartunnan muodostumista käsitellään usein samoin kuten tavanomaisilla raudoitetuilla betonirakenteilla, näin tekee muun muassa lähde (Xanthakos 1991). Tässä kappaleessa käsitellään raudoitetangon tartuntaa ja sovelletaan sitä kallioankkuroinnin tartunnan muodostumiseen. Tartunta rajapinnassa muodostuu kolmesta tekijästä: mekaanisesta esteestä, kitkasta, ja adheesiosta. Näiden kolmen tekijän keskinäiset osuudet tartunnan muodostumisesta riippuvat pääasiassa ankkuroitavan jänteen tyypistä. Lisäksi mikäli jänteen ulosveto tapahtuu, jännittämisen alku- ja loppuvaiheissa vaikuttavat eri tekijät. (Ma et al. 2013)

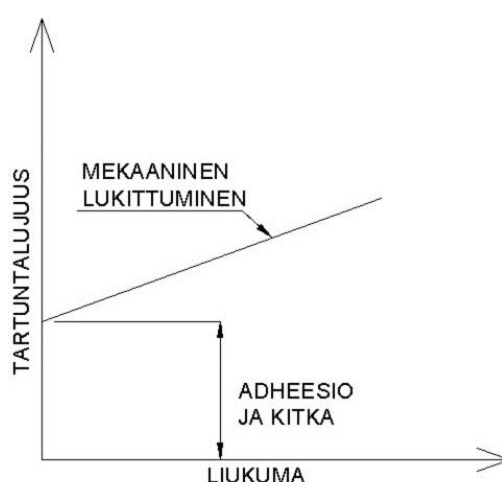
Adheesiolla tarkoitetaan tartunnan syntymistä mikroskooppisella tasolla. Adheesio johtuu juotospinnan mikroskooppisten osien lukittumisesta toisiinsa sekä molekyylien keskinäisestä vetovoimasta. Sileällä ankkurilla kuormituksen alussa tartunta muodostuu pelkästä adheesiosta. Ulosvedossa adheesioin vaikutuksen ajatellaan loppuvan, silloin kun liukuma alkaa (Littlejohn & Bruce 1977). Kun adheesio lakkaa vaikuttamasta, tartunnan juotoksen ja teräksen välillä aiheuttaa niiden välinen kitka. Kitkavoiman suuruus riippuu ympäröivästä paineesta ja tapahtuneen liukuman suuruudesta ankkurin pintakuviointin ohella (Littlejohn & Bruce 1977). Kitkan suuruus kasvaa ankkurin jännityksen kasvaessa. Sileän raudoitetangon tartunnan muodostuminen on esitetty kuvassa 6.4. Esimerkiksi eurokoodi ei salli sileiden tankojen käyttöä ankkurointiin niiden heikon tartunnan vuoksi (EN 1992-1).



Kuva 6.4 Sileän tangon tartunnan muodostuminen, perustuu lähteeseen (Xanthakos 1991)

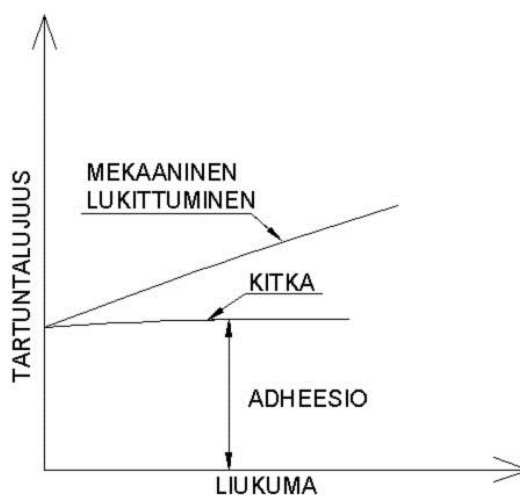
Kitkan vaikutuksen suuruus riippuu pääosin käytetystä jänteestä ja sen pintakuviointista. Kun kyseessä on kuviopintainen jänne, on tartunnan muodostuminen erilainen. Ku-

vioidulla tangolla myös adheesio ja kitka vaikuttavat, mutta mekaanisen lukituksen osuus tartunnan muodostumisesta on merkittävin (Xanthakos 1991). Useiden tutkimusten mukaan muotoillulla jänteellä adheesio osuus tartunnan muodostamisesta on lähes merkityksetön tai vain vähäinen. (Ma et al. 2013) Mekaaninen lukitus aiheutuu pintojen välisten kohoumien ja epäjatkuvuuskohtien lukittumisesta toisiinsa nähden, samoin kuten adheesiossa. Kuitenkin verrattuna adheesioon, mittakaava on suurempi ja lukittumisen aiheuttavat muun muassa juotoksen rakeet ja ankkurin pintakuvio. Mekaanisessa lukituksessa hyödynnetään juotusmateriaalin leikkausvoimaa. Murtuminen tapahtuu, kun juotoksen leikkauskestävyyden arvo ylitetään (Littlejohn & Bruce 1977). Tartuntajännityksen suuruus riippuu pääosin juotoksen leikkauslujuudesta tangon harjasten kuormittamalla osalla. Muotoillun raudoitettangon tartunnan muodostuminen on esitetty kuvassa 6.5.



**Kuva 6.5** Muotoillun tangon tartunnan muodostuminen, perustuu lähteeseen (Xanthakos 1991)

Kuvassa 6.6 on esitetty idealisoitu jänteen ja juotoksen tartunnan muodostuminen. Kuvassa tartuntajännitys on esitetty liukumalla funktiona. Kuvan tilanteessa vaikuttavat kaikki kolme komponenttia. Kaikista luvun kuvista nähdään, että tartuntakestävyys kasvaa liukumalla suurentuessa. Suhteellisen lyhyillä tartuntapituuksilla, ja näin ollen pienellä liukumalla adheesio osuus tartuntakapasiteetista on merkittävin. Kun tartuntapituus on pidempi ja liukuma suurempi, on mekaanisen lukituksen ja kitkan osuus tartunnan muodostamisesta suurempi.



Kuva 6.6 Ankkurijänteen tartunnan muodostuminen, perustuu lähteeseen (Xanthakos 1991)

Koska jänteet ovat suhteelliset pitkiä ja elastisia, suhteellinen liukuma jänteen ja juotoksen välillä vaihtelee suuresti jänteen tartuntapituudella (Hanna 1982). Kun liukuma on pieni, suurin osa ankkurointikapasiteetista muodostuu adheesiolla. Tämä tarkoittaa suhteellisen pientä kapasiteettia. Nämä olosuhteet ovat esimerkiksi ankkurin alapäässä, kun kuormat vastaavat mitoituskuormaa tai ovat sitä pienempiä. Ankkurin yläpäässä liukuma on suurempi muun muassa ankkurin elastisen venymän takia, jolloin ankkurin kapasiteetti muodostuu myös kitkasta ja mekaanisesta esteestä. Näin ollen ankkurointikapasiteetti on myös suurempi. (Hanna 1982)

### 6.2.3 Tartuntalujuuden suuruus

Tärkeimmät tartuntalujuuteen vaikuttavat tekijät ovat juotoksen leikkauslujuus, ankkurin pinnan rakenne mikroskooppisella ja makroskooppisella tasolla (Littlejohn & Bruce 1977). Tartunta voi pettää teräksen ja juotoksen rajapinnassa kahdella eri tavalla. Joko murto tapahtuu ankkurin pintakuvioinnin ansiosta betonirajapinnan leikkaantuessa tai kuvioinnin murskatessa betonipinnan, eli toisin sanoen rajapinnan leikkausjännityksen ylittäessä betonin leikkauskestävyyden (Cao et al. 2013).

Tartuntalujuus mallinnetaan usein lineaarisesti riippuvaiseksi juotoksen puristuslujuudesta (Littlejohn & Bruce 1977). Tämä oletus on kuitenkin saman lähteen mukaan virheellinen, sillä vaikka tekijöiden välillä onkin riippuvuus, ei se ole lineaarinen. Lähteen mukaan 21 MPa puristuslujuuksiin asti juotoksen puristus- ja tartuntalujuudet käyttäytyvät lineaarisesti. Kuitenkin suuremmilla lujuuksilla puristuslujuuden kasvattaminen ei välttämättä kasvata tartuntalujuutta samassa suhteessa. Kun juotoksen puristuslujuus ylittää 42 MPa rajan, tartuntalujuuden kasvua ei tulisi huomioida ollenkaan. Näiden lujuuksien välillä tartunnan kasvu on maltillisempaa kuin puristuslujuuden kasvu. (Xanthakos 1991; Littlejohn & Bruce 1977) Käytössä olevissa tartuntalujuutta mallintavissa kaavoissa, tartuntapituuden kasvattaminen kasvattaa tartuntalujuutta lineaarisesti samassa suhteessa. Lyhyellä tartuntapituudella tartuntalujuus on suhteessa suurempi

kuin pitkillä tartuntapituuksilla (Littlejohn & Bruce 1977). Tämä siis tarkoittaa sitä, että tartuntapituuden kaksinkertaistaminen ei kaksinkertaista tartuntalujuutta. Näin tartunnan muodostuminen kuitenkin usein mallinnetaan, myös standardien ohjeissa.

### 6.3 Kallion ja juotoksen välisen tartunnan peittäminen

Jänteen tartuntapituus on suunniteltava sellaiseksi, että se kykenee välittämään ankkurille välittyvät kuormat kokonaisuudessaan. Mikäli tartunta ei ole riittävä, tapahtuu ulosveto. Murtotapa on hauras ja siksi ongelmallinen. Rakentamisessa kannattaa pyrkiä sitkeään murtotapaan, jolloin rakenteen mahdollinen murtuma voidaan ennustaa jo tapahtuneiden muodonmuutosten perusteella. Porausreiän ja juotoksen rajapintaan kehittyvä tartunta pääasiassa kitkan ja epätasaisuuksien lukittavan vaikutuksen ansiosta, samoin kuten ankkurin ja juotoksenkin välisessä tartunnassa. Useat tekijät vaikuttavat siihen, miten suureksi tartunta rajapinnassa muodostuu. Merkittävänä tekijänä tartunnan muodostumista määrittelee kallion laatu ja lujuus.

Pääasiassa tartunnan muodostuminen riippuu porareian pinnan karkeudesta, kallion lujuudesta sekä kallion ominaisuuksista porareian välittömässä läheisyydessä. Porareian laatuun vaikuttaa merkittävästi käytetty poraustekniikka. Myös juotosmateriaalin valinnalla voidaan jossain määrin vaikuttaa tartunnan lujuuteen. Suurempi juotosmateriaalin lujuus takaa paremman tartunnan. Myös kallion epäjatkuvuuskohdat ja onkalot vaikuttavat juotoksen jakautumiseen ja kallion leikkauslujuuteen. Kallion ja juotoksen lujuuksien lisäksi niiden kimmokertoimilla on vaikutus jännitysjakautumaan. Valittu juotosmenetelmä vaikuttaa juotoksen jakautumiseen raossa. Suuremmalla paineella valettu juotos tunkeutuu paremmin maaperään ja kallion koloihin. Joissain tapauksissa paineella valetun juotoksen tartuntalujuuksien on todettu merkittävästi kasvattavan ankkurin ulosvetokapasiteettia (PTI 2004). Pohjavesiolosuhteilla ja muilla geologisilla olosuhteilla saattaa olla vaikutusta juotoksen tartunnan kehittymiseen (Hanna 1982). Lisäksi laadunvarmistus juottamisvaiheessa vaikuttaa työn laatuun ja siten tartunnan muodostumiseen. Ankkurin pituudella on vaikutusta tartunnan muodostumiseen ankkurin eri kohdissa. Kahdella eripituisella ankkurin tartuntapituudella jännitysjakautuma on erilainen. Tartuntapituuden pidentäminen ei tietyn rajan jälkeen enää lisää rakenteen tartuntalujuutta (Xanthakos 1991).

Kuten ankkurin ja juotoksenkin välisessä tartunnassa, myös kallion ja juotoksen välinen jännitysjakautuma on pääasiassa oletettu tasan jakautuneesti. Littlejohnin ja Brucen (Littlejohn & Bruce 1977) mukaan oletus on tuottanut toimivia tuloksia, vaikkei täysin todellista tilannetta kuvaakaan. Esimerkiksi (Xanthakos 1991) mukaan tartunnan jakautuminen tartuntapituudella riippuu ankkuroinnin kimmokertoimen  $E_a$  ja kallion kimmokertoimien  $E_r$  suhteista. Mitä pienempi on näiden välinen suhde  $E_a/E_r$  eli lujempi kallio ja heikompi ankkurointi, sitä suurempi on jännityskeskittymä ankkurin yläpäässä. Vastaavasti korkeammat suhdeluvut johtavat tasaisempaan jännitysjakautumaan tartuntapituuden matkalla. Tulokset perustuvat Coates ja Yun tekemään teoreettiseen tutkimuk-

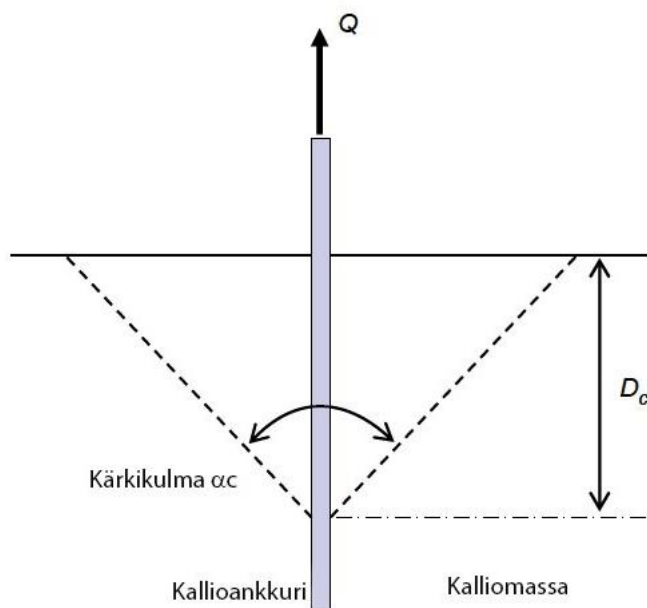
seen, jossa jännitys jakaumaa tutkittiin elementtimenetelmällä (Xanthakos 1991). Tutkimuksen tuloksissa todettiin, että heikoilla kalliolaaduilla tasainen kuorman jakautumisoletus pitää likimain paikkansa. Tosin huomattavaa on, että tutkimus suoritettiin suhteellisen lyhyillä ankkureilla, jossa jänteen pituus oli vain 6 kertaa ankkurin halkaisija.

Kallion ja juotoksen väliselle tartuntalujuudelle on esitetty arvoja, joiden variaatio on varsin laaja (Hanna 1982). Tämä johtuu varsin vaihtelevista kalliityypeistä ja niiden lujuuksista. Selkeiden rajojen asettaminen on vaikeaa tai jopa mahdotonta, koska kallion lujuudet vaihtelevat suuresti. Lähde (Littlejohn & Bruce 1977) ehdottaa tartuntalujuutena käytettävänä korkeintaan puolta kallion leikkauslujuudesta. Tämä tarkoittaisi suunnittelun kokonaisvarmuuskerrointa vähintään 2,0. Tätä rajaa tulisi lähteen mukaan käyttää vain kallioille joiden yksiaksiaalinen puristuslujuus on enintään  $7 \text{ N/mm}^2$ . Samassa lähteessä on esitelty laajan tutkimuksen tulokset käytetyistä tartuntalujuuksista eri kivityypeille. Kun tietoja kallion leikkauslujuudesta ei ole saatavilla kirjallisuuden mukaan hyväksyttävä tartuntalujuuden arvo on 10 % kallion yksiaksiaalisesta puristuslujuudesta (Xanthakos 1991; Littlejohn & Bruce 1977; Hanna 1982). Tällöin tartuntalujuutena ei kuitenkaan saisi käyttää  $4,2 \text{ N/mm}^2$  suurempaa arvoa. Lähteet myös toteavat, että joissain tapauksissa esitetyt tartuntalujuuden suuruudet ovat liiankin matalia. Lujien kallioiden kohdalla on todennettava, ettei murtuminen tapahdu kallion sijaan juotoksessa. Tartuntalujuuden määrittämisessä tarkastellaan sekä kallion leikkauslujuutta että juotoksen lujuutta ja valitaan niistä määräävä.

## 6.4 Kalliomassan vetomurto

Kallion suhteellisen suuri leikkaus- ja vetokestävyys mahdollistavat sen, että ankkurointia hyväksikäyttäen kallio voi vastustaa merkittäviäkin nostavia ja vetäviä kuormituksia (Wyllie 1999). Kallioankkuri välittää sen saaman vetorasituksen kalliolle, joka massallaan ja leikkauskestävyydellään vastustaa rakenteen ulosvetoa ja kaatumista. Yksittäisen kallioankkurin tapauksessa kalliomassan vetokapasiteetti käsitetään käännettynä kartiona, joka muodostaa kalliomassan ylösvetokapasiteetin. Yksittäisen kallioankkurin sitoma teoreettinen kalliokartio on esitetty kuvassa 6.7. Kalliomassan ylösvetokapasiteettina on useimmiten käytetty yksinkertaistetusti kartion painoa. Tämä on siis yksinkertaistus, joka ei huomioi kalliokartion rajapinnalla vaikuttavaa leikkausvoimaa ja kitkaa. Useimmiten kallion leikkauslujuus jätetään laskennassa täysin huomiotta, jolloin leikkauslujuuden oletetaan lisäävän rakenteen varmuutta (Littlejohn & Bruce 1975). Kalliomassan murtuminen riippuu pääasiassa kallion lujuusominaisuuksista ja halkeilusta. Kallion lujuuden mallintaminen on kuitenkin niin ongelmallista, että merkittäviä yksinkertaistuksia joudutaan suunnittelussa tekemään.





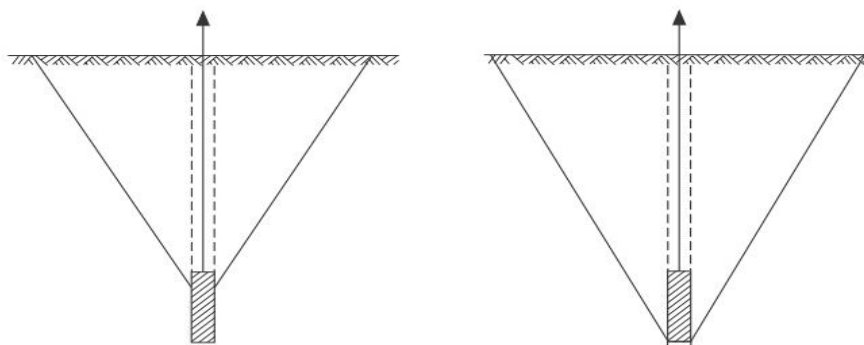
Kuva 6.7 Teoreettinen kalliokartion ulosveto (U.S. Department of transportation 1999)

Pelkällä massallaan ulosvetoa vastustava kalliokartion kapasiteetti riippuu valitusta kartion kärkikulmasta  $\alpha_c$ , sekä kartion korkeudesta  $D_c$ . Kalliokartion kärjelle määrätään paikka joka tavallisesti vaihtelee tartuntapituuden alkupään ja loppupään välillä. Tässä diplomityössä tehdyn kirjallisuuskatselmuksen mukaan käytetyin tapa on sijoittaa kärki tartuntapituuden puoliväliin (mm. (Littlejohn & Bruce 1975)). Teoreettisen kalliokartion kärjen sijoittuminen tartuntapituuden puoliväliin perustellaan ankkurin yläpäähän keskittyneellä voimajakautumalla (Wyllie 1999). Kärjen sijainti ankkurin alapäässä puolestaan vastaa betonirakenteilla raudoitettangon ulosvedon laskentamenetelmää.

Saliman ja Schaefer todensivat vetokokein vuonna 1968, että näin lasketun kallioankkurin todellinen kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee välillä 7,4 - 23,5, kun kallon tiheytenä käytetään  $2 \text{ Mg/m}^3$  (Littlejohn & Bruce 1975)). Kokeessa käytetty kärkikulma oli  $90^\circ$  ja kärki sijaitsi tartunta pituuden puolivälissä. Tutkimuksen mukaan saadut tulokset todensivat suunnittelumenettelyn olevan varsin konservatiivinen (Littlejohn & Bruce 1975). Todelliset varmuuskertoimet olivat varsin suuret, mutta toisaalta niiden laaja vaihtelu herättää kysymyksiä laskentaoletuksien toimivuudesta. Tästä huolimatta mitoitus tapa on maailmalla edelleen vallitseva, ja useat suunnittelua opastavat ohjeet ja standardit antavat tätäkin huomattavasti varovaisempia mitoitusohjeita tässä diplomityössä tehdyn katselmuksen perusteella.

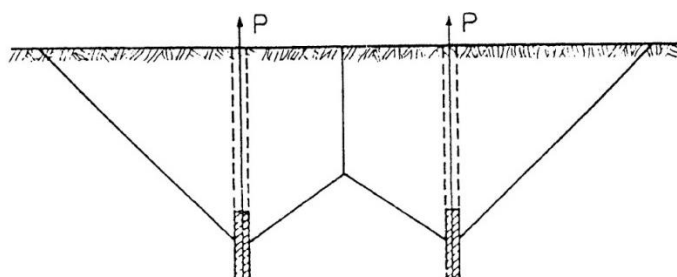
Littlejohn ja Bruce julkaisivat vuonna 1977 laajan tutkimuksen kalliokartion geometriasta eri lähteiden mukaan. Tutkimuksen mukaan käytetyt kärkikulmat vaihtelivat 60 ja 90 asteen välillä. Myös kalliokartion kärjen sijainti vaihteli ankkurin pohjan ja yläpäähän välillä riippuen ankkurointityypistä. Puristetuilla ankkuureilla kalliokartion kärjen oletetaan lähes kaikissa tässä työssä käsitellyissä lähteissä alkamaan ankkurin loppupäästä, ankkurointikappaleen kohdalta (Xanthakos 1991; Littlejohn & Bruce 1977; Hanna

1982). Juotostartuntaisilla ankkureilla variaatiota on enemmän. Nämä kaksi eri tapausta on esitetty kuvassa 6.8.



**Kuva 6.8** Kalliokartion ulosveto a) juotostartuntaisella ankkurilla b) mekaanisesti ankkuroidulla ankkurilla (Littlejohn & Bruce 1977)

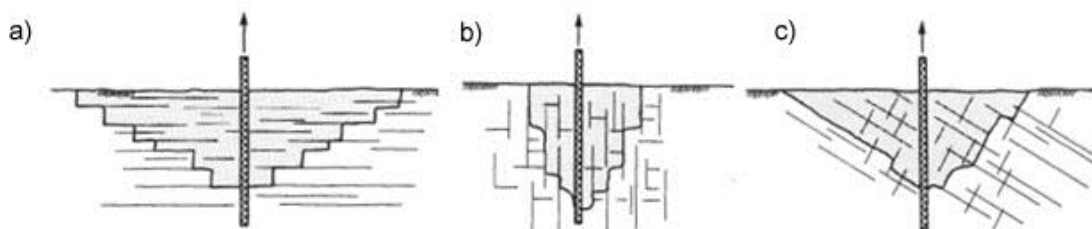
Esijännitetyt ryhmään sijoitetut kallioankkurit muodostavat perustukselle stabiloivan kalliomassan, joka ankkuroi perustuksen kallioon. Ankkuriryhmän muodostama kallion kokonaiskapasiteetti on selvästi pienempi kuin yksittäisten ankkurien kapasiteettien summa. Tämän takia ankkuroidun tuulivoimaperustuksen tapauksessa, jossa ankkurit sijaitsevat suhteellisen lähellä toisiaan, kallion vetokapasiteetti määrää useimmiten ankkurin pituuden. Ankkuriryhmän kapasiteetista on vähennettävä kalliokartioiden limittävät osat kuvan 6.9 mukaisesti. Kuvan esimerkissä kartion lähtöpiste on tartuntapituuden puolessa välissä juotostartuntaisella ankkurilla.



**Kuva 6.9** Teoreettinen kalliokarturiryhmän ulosvetokartio (Littlejohn & Bruce 1977)

Halkeilleella kalliolla leikkauskestävyys on huono, kun taas kiinteällä halkeilemattomalla kalliolla leikkauskestävyys on merkittävä (Hanna 1982). Muun muassa Littlejohnin ja Brucen 1977 mukaan halkeillut ja heikko kallio tulee huomioida kallion kapasiteetin määrittämisessä kartion geometrian avulla. Kuva 6.10 havainnollistaa miten myös kallion halkeilun suunta voi vaikuttaa ankkurin ulosvetämään kalliolohkareeseen (Wyllie 1999). Kuvan perusteella voidaan päätellä, että halkeamien määrän lisäksi niiden suunta olisi pyrittävä selvittämään riittävällä tarkkuudella. Kohdassa a) kartion on leveä, sillä rakoilu suuntaus on horisontaali. Kohdassa b) muodostunut kartio on muodoltaan edellistä kapeampi, sillä vertikaalisten halkeamien takia ankkuri ei mobilisoi niin suurta kalliomassaa. Kohta c) kuvastaa epäsäännöllisen ja vinon halkeilun aiheut-

tamaa epäsäännöllistä kalliokartiota. Rakoilujen suunta kallion pinnan alla on kuitenkin nykyisillä tutkimusmenetelmillä vaikeaa todentaa riittävällä tarkkuudella ja kustannustehokkuudella. Sen sijaan runsaasti halkeillut kallio voidaan huomioda tavallista pienempänä kalliokartion kärkikulmana (Littlejohn & Bruce 1977).

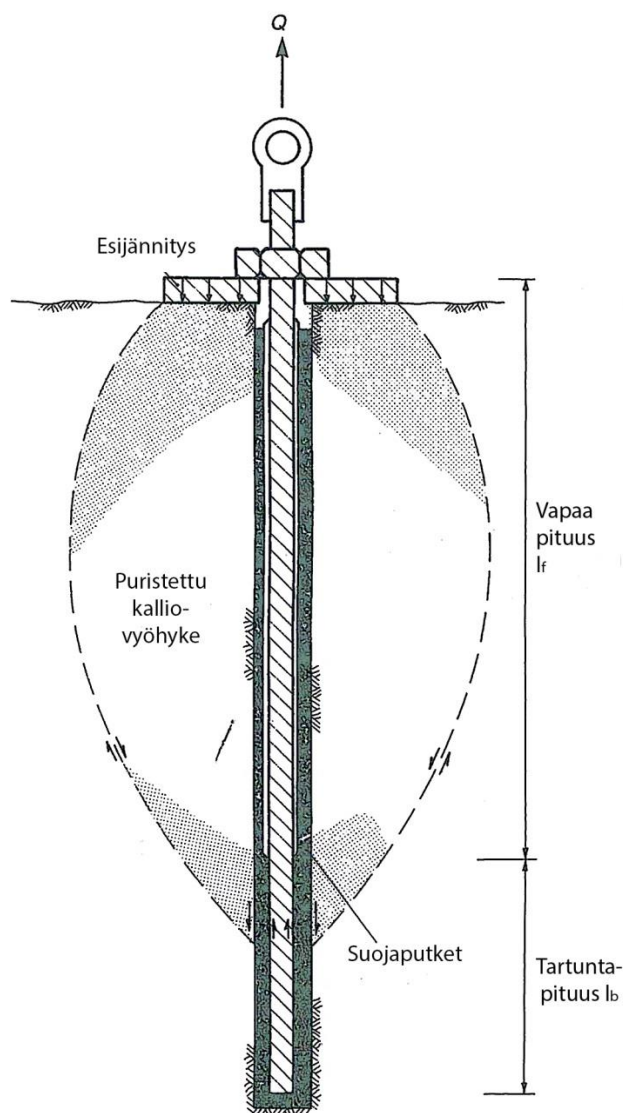


*Kuva 6.10 Kallion geologisten ominaisuuksien vaikutus murtopinnan muotoon (Wyllie 1999)*

Kartion leikkauspinnan leikkauskestävyys voidaan laskea huomioimalla leikkauspinnan ala ja kallion leikkauslujuus. Tämän menetelmän ongelma on kallion leikkauslujuuden määrittämisessä. Kallion leikkauskestävyyteen vaikuttaa merkittävästi kallion halkeilu ja epäjatkuvuuskohdat, joiden määrittäminen kustannustehokkaasti on vaikeaa. Laboratoriokokein määritetty kallion leikkauskestävyys ei huomioi halkeilun vaikutusta. Mikäli kallion leikkauspinnan leikkauskestävyys saadaan riittävän luotettavasti todennettua, on rajapinnan leikkausvoiman hyödyntäminen perusteltua. Tällaisen taloudellisesti järkevän menetelmän puuttuessa, tarvittavien lähtötietojen hankkiminen on kuitenkin hankalaa. Näin ollen voidaan todeta liukupinnan leikkauskestävyyden huomioimisen lisäävän epävarmuutta rakenteen kapasiteetin suhteen.

## 6.5 Ankkurointivoiman häviäminen

Esijännitys aiheuttaa kallioon puristusjännityksen, joka on suurempi ankkurin alapäässä ja yläpäässä, mutta pienenee ankkurin keskivaiheille. Tämä puristusjännitys on keskeinen piirre kallioankkurin toiminnassa. Jos ankkurin esijännitysvoima pienenee, tapahtuu muutos kallion toiminnassa. Kuvassa 6.11 on esitetty ankkurin esijännityksen vaikutus kalliomassaan.



*Kuva 6.11 Esijännityksen aiheuttama puristusvyöhyke kalliassa, perustuu lähteeseen (Wyllie 1999)*

Esijännitettyjen ankkureiden etuna on se, että muodonmuutokset ankkuripäässä ovat minimaalisia (Wyllie 1999). Lisäksi joissain tilanteissa rakenteelle voidaan sallia suurempia kuormia, kun ankkurit on esijännitetty (Wyllie 1999). Tilanne korostuu, kun kuormat ovat syklisiä, kuten tuulivoimaperustuksessa. Ilman esijännitystä, ankkureiden kapasiteetin olisi oltava merkittävästi suurempi, jotta ankkureiden väsymiskestävyys olisi riittävä. Ankkurin esijännitys poistaa jännityssuunnan muutokset puristukselta vedolle, joten väsymistä ankkurissa ja kalliassa ei tapahdu. Lisäksi esijännitys pienentää jännitysten vaihteluväliä. Esijännitetyillä ankkureilla esijännitysvoima mobilisoi kalliolohkareet yhtenäiseksi (Wyllie 1999). Jos ankkurointivoima ajan saatossa häviää tai pienenee, voi rakenteen toiminta muuttua oleellisesti ja murto tapahtua jo mitoituskuormaa alhaisemmalla ankkurin kuormituksella (Wyllie 1999). Jos ankkurointivoima pienenee siten, että käyttörajatilan kuormat ylittävän ankkurin esijännitykset, voi tapahtua merkittäviä ankkurin muodonmuutoksia. Esijännityksen tarkoitus on pitää kallio

sallituilla kuormilla puristettuna. Pienentynyt esijännitys voi johtaa kallion sykliseen kuormitukseen ja näin aikaistuneeseen kallion murtumiseen jännitysvaihtelujen takia. Ankkurin esijännitysvoima on määritettävä sellaiseksi, että jännitystaso on riittävä myös jännityshäviöiden tapahduttua.

Jännityshäviöt muodostuvat ankkurin toiminnasta ja ominaisuuksista sekä betonin ja kallion ominaisuuksista. Jännityshäviöt jakaantuvat välittömiin ja pitkäaikaisiin jännityshäviöihin. Välittömiä häviöitä aiheuttaa betoniperustuksen kimmainen muodonmuutos, ankkuroinnin liukuma sekä jänteiden relaksaatio ennen laukaisu hetkeä. Myös ajasta riippuvat muodonmuutokset, kuten betonin viruma ja kutistuma aiheuttavat jännityshäviöitä, mutta niiden osuus on vähäinen perustuksen suhteellisen matalan korkeuden takia. Ankkurivoiman ajasta riippuvat ominaisuudet aiheutuvat ankkurien relaksaatiosta sekä virumasta ankkurikomponenteissa ja kalliossa (Wyllie 1999; Xanthakos 1991). Myös kallio viruu (Wyllie 1999), vaikka usein sen osuutta pidetään merkityksettömänä (Hoek 1983). Myös ankkurijänteen liukuma ja sidoksen irtaantuminen juotoksesta voi aiheuttaa esijännityksen pienentymisen (Xanthakos 1991).

Littlejohn ja Bruce sekä Benmokrane ja Ballivy suorittavat kallioankkureiden pitkäaikaisseurannan, jossa tutkittiin ankkureiden jännityshäviöiden aikariippuvuutta (Wyllie 1999). Tuloksissa todettiin suurimman osan jännityshäviöistä, 5-7 % esijännitysvoimasta, tapahtuvan likimain ensimmäisen kuuden kuukauden aikana jännityksen jätöstä. Tämän jälkeen häviöiden suuruus väheni ja tasoittui, siten että lopulliset jännityshäviöt olivat luokkaa 7-8 % esijännitysvoimasta.

Pysyvä kallioankkuri on jatkuvassa vetorasituksessa. Pitkäaikaisessa rasituksessa olevan jänteen jännitystilaan alkavat ajan myötä vaikuttaa myös teräksen viruma ja relaksaatio (Hanna 1982). Relaksaatio merkitsee jännityksen alenemista ajan myötä jänteen ollessa jatkuvassa rasituksessa. Viruma puolestaan merkitsee muutosta jänteen venymässä tasisella jännityksellä jänteen ollessa pitkäaikaisessa rasituksessa. Tyypillisesti teräksen relaksaation määrittäminen on normaali toimenpide kallio- tai maa-ankkuroinnin suunnittelussa (Hanna 1982). Viruman vaikutusta teräksessä on vaikea mallintaa teoreettisesti tai todentaa kokeellisesti (Xanthakos 1991). Antill 1965 mukaan (Littlejohn & Bruce 1977) viruma ja relaksaatio aiheuttavat jänteelle likimain samansuuruisen aleneman jännityksessä. Tästä huolimatta saman lähteen mukaan valmistajat ilmoittavat useimmiten vain teräksen relaksaatio-ominaisuudet suunniteltaessa jännitettyjä betonirakenteita. Littlejohn 1977 mukaan kallioankkureita voidaan pitää tähän tilanteeseen verrattavana rakenteena. Relaksaation suuruuteen vaikuttaa vallitseva lämpötila, jännityksestä kulu-  
nut aika ja jänteen ominaisuudet. Tämän lisäksi relaksaatiohäviö on riippuvainen jänteen jännityksestä. Lähteen (Wyllie 1999) mukaan relaksaatio on lähes merkityksetön, jos ankkurin kuormitus alittaa 50 % jänteen murtokapasiteetista. Kun jännitys taso on noin 75 % murtokapasiteetista, on relaksaatiohäviön arvo likimain 5-10 % kuormituksesta tavalliset relaksaatio-ominaisuudet omaavalle teräkselle (Wyllie 1999). Saman lähteen mukaan suuri osa tarkasteluvälin häviöistä tapahtuu ensimmäisen 100 tunnin

aikana. Tosin häviöt jatkuvat tämän jälkeen, mutta hidastuvalla nopeudella. Erikoisteräkselle arvo voi olla merkittävästi alhaisempi, jopa 1,5 % (Littlejohn & Bruce 1977). Relaksaatiohäviön minimoimiseksi on käytetty jänneiden ylijännittämistä (Hanna 1982; Wyllie 1999). Myös Littlejohnin mukaan jännityksen kasvattamisella on merkittävä vaikutus relaksaatiohäviöiden muodostumiseen (Littlejohn & Bruce 1977). Mikäli relaksaatiohäviöitä ei saada hyväksyttävälle tasolle, Wyllien mukaan jänneiden uudelleen jännittäminen 1000 tunnin jälkeen jännityksestä vähentää tulevan relaksaation arvon neljännekseen sen alkuperäisestä suuruudesta (Wyllie 1999).

Betoniperustuksessa tapahtuvat muodonmuutokset aiheuttavat muutoksia jänteen jännitystasossa. Betoniperustuksen muodonmuutoksista aiheutuvat jännityshäviöt voidaan määrittää vastaavasti kuten jännitetyille betonirakenteille, huomioiden betonin kimmoiset muodonmuutokset ja viruman vaikutukset. Betonin kimmoinen muodonmuutos laskeaan jänteen alkuhäviöksi, sillä se tapahtuu heti jännityksen jättämisvaiheessa. Viruma on riippuvainen jännityksen jättämisestä kuluva ajasta. Betoniperustuksen korkeus suhteessa ankkurien pituuteen on suhteellisen pieni. Näin ollen kallion muodonmuutoksilla voidaan olettaa olevan suurempi merkitys kokonaisuuden kannalta, sillä ankkurit kulkevat suuremman osan pituudestaan kalliossa kuin betonissa. Joissain tilanteissa myös ankkuroiva juotos voi olla alttiina viruman aiheuttamille muodonmuutoksille (Wyllie 1999). Tämä on mahdollista erityisesti joillakin sementtiseoksilla, joissa on käytetty lisäaineita parantamaan niiden ominaisuuksia. Suurin osa sementtipohjaisista juotoksista ei koe merkittäviä viruman aiheuttamia muutoksia (Wyllie 1999).

## 6.6 Korroosio

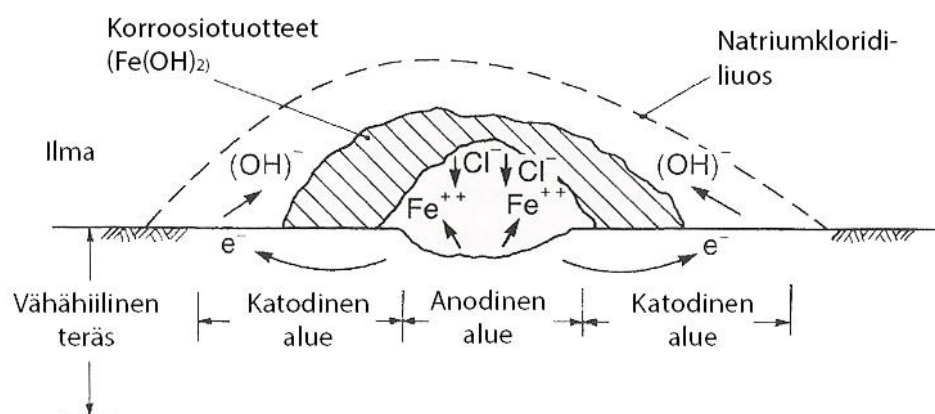
Korroosio ja ankkurijänneiden pitkäaikaiskestävyys ovat suuria huolenaiheita kallio- ja maa-ankkureiden suunnittelussa (U. S. Department of transportation 2009; Wyllie 1999). Korroosion seurauksena metallin lujuusominaisuudet muuttuvat metallin liuettessa tai muuten muuttuessa kemiallisen prosessin edetessä Korroosio heikentää ankkureiden lujuusominaisuuksia ja pienentää niiden poikkipinta-alaa, ja näin ollen ankkureiden vetokapasiteettia. Ankkurien korroosio voi johtaa yhtäkkiseen ankkurin kapasiteetin ylittymiseen ja rakenteen murtumiseen, jonka seurauksena voi olla jopa tuulivoimalan äkillinen kaatuminen. Ongelmallista on kuitenkin ankkurien korroosion etenemisen seuraaminen. Ankkurijänneiden säilyvyyden tarkistaminen kallion pinnan alla on käytännössä mahdotonta. Ainostaan ankkuripään korroosiota voidaan ulkoisesti tarkastella. (U. S. Department of transportation 2009)

### *Korroosio ilmiönä*

Korroosion aiheuttama murtuma voi tapahtua kallioankkurissa kolmessa eri kohdassa. Murtuminen voi tapahtua joko jänteen tartuntapituudella, vapaalla pituudella tai ankkuripäässä. Littlejohnin suorittamassa tutkimuksessa (ks. (Wyllie 1999)) tutkittiin korroosion aiheuttamia kallioankkureiden murtumisia. Tutkimuksen mukaan selvästi suurin osa korroosiovaurioista oli tapahtunut ankkurin vapaalla pituudella tai ankkuripäässä.

Näiden osien korroosiosuojaukseen tulisi siis kiinnittää suunnittelussa erityistä huomiota.

Korroosion syntymiseen vaaditaan seuraavat kolme elementtiä: elektrolyytti, anodi ja katodi sekä näiden suora yhteys johonkin metalliin. Korroosiossa metallin ominaisuudet muuttuvat ympäristön aiheuttaman kemiallisen tai sähkökemiallisen reaktion seurauksena. Korroosiossa metalli jakautuu takaisin lähtöaineikseen, eli oksideiksi ja suoloiksi. Tämä tapahtuu kun anodin ja katodin välillä kulkee virta ja metalli-ioneita. Tämä korroosiomekanismi teräksen pinnalla on havainnollistettu kuvassa 6.12.



Kuva 6.12 Teräksen korroosiomekanismi, perustuu lähteeseen (Wyllie 1999)

### **Korroosiotyypit kallioankkureissa**

Sähkökemiallinen korroosio esiintyy eri muodoissa. Nämä muodot voidaan jaotella korroosioon vaikuttavien tekijöiden perusteella useilla eri tavoilla. Kun suuri pinta-ala on altistunut korroosiolle, puhutaan yleisestä syöpymisestä. Silloin koko pinta syöpyy tasaisella nopeudella, jolloin korroosion etenemistä voidaan suhteellisen helposti arvioida havainnoimalla korroosion etenemää vuodessa. Yleinen syöpyminen on tavallista korroosiosuojaamattomissa rakenteissa. Yleinen koko pinnan peittävä korroosio voi olla rakenteelle jopa hyödyllistä, sillä syntynyt ohut korroosiokerros suojaa terästä myöhemmältä syöpymiseltä (Wyllie 1999). Lähde (Wyllie 1999) esittää kallioankkureille viisi eri korroosiotyyppiä, jotka ovat:

- pistekorroosio
- jännityskorroosio
- vetyhauraus
- mikrobiologinen korroosio
- juotoksen korroosio.

Kun metallin syöpyminen keskittyy pienelle alueelle metallin pinnalla, kyseessä on pistekorroosio tai pistesyöpyminen (U. S. Department of transportation 2009). Korroosio ei etene tasaisesti kappaleen koko pinnalla, vaan joihinkin kohtiin muodostuu syvänteitä, joissa korroosio etenee nopeammin. Pistemäinen korroosio voi tapahtua paikassa, jossa

teräksessä on koloja tai muuta epäjatkuvuutta. Näissä kohdissa, joissa mahdollinen pistekorrosio tapahtuu, poikkileikkausala pienenee nopeammin. Nämä kohdat ovat kallioankkurin heikkoja kohtia, paikkoja joissa mahdollinen myötääminen todennäköisimmin tapahtuu. Näin ollen yleisen korroosion etenemisnopeuden tietämisellä ei ole juuri merkitystä, sillä pistekorrosio on vaarallisempi ilmiö, jonka ennustaminen on vaikeaa. (U. S. Department of transportation 2009)

Toisin kuin muut korroosiotyypit jännityskorroosio on merkittävästi riippuvainen ankkurissa vallitsevista jännitysolosuhteista (Xanthakos 1991). Suurten vetojännitysten takia teräkseen syntyy mikroskooppisia halkeamia. Mikroskooppisissa halkeamissa puhdasta suojaamatonta terästä voi altistua ympäristön korroosiota edistävälle olosuhteille (Wyllie 1999). Teräksen poikkileikkausalan pieneneminen paikallisesti voi aiheuttaa teräksen murtojännityksen ylittymiseen ja johtaa hauraaseen murtumaan. Lähteen (Xanthakos 1991) mukaan myös teräksen väsyminen ja sykliset kuormitukset lisäävät korroosion riskiä entisestään.

Vetyhaurauden on todettu vaikuttavan eniten korkeasti jännitetyissä teräksissä (Xanthakos 1991). Vetyhaurastumassa atomaarinen vety liittyy metallin hilarakenteeseen. Atomaarinen vety on lähtöisin teräksen korroosioreaktiosta. Prosessi muodostaa sisäistä painetta hilarakenteeseen ja näin vähentää teräksen sitkeyttä. Vetyhaurastuminen ei ole välttämättä näkyvää teräksen pinnalla ja voi aiheuttaa yllättäen teräksen murtumisen jopa kauan asentamisen jälkeen. (Xanthakos 1991; Wyllie 1999)

Kyllästyneet savet ja siltit sekä orgaanisia aineita sisältävät maaperät sisältävät usein anaerobisia bakteereita, jotka kiihdyttävät teräksen korroosiota. Tätä korroosiotyyppiä kutsutaan mikrobiologiseksi korroosioksi. Bakteerit sijaitsevat paikoissa, joissa sijaitsee vettä, sulfaatteja ja orgaanista ainesta. Bakteerit ovat aktiivisimmillaan kun ympäristön pH-arvo vaihtelee välillä 6,2-7,8 (Wyllie 1999). Mikrobiologisessa korroosiossa bakteerit käyttävät teräksen vetyä ja pelkistävät sulfaatteja sulfideiksi. Tuotteena syntyy ruostetta ja heikkoa huokoista rautasulfidia. (Wyllie 1999)

Juotos takaa ankkurille sekä fyysisen että kemiallisen suojan. Juotos on alkalinen, korkean pH:n omaava kerros ankkurin ympärillä. Hydratoituneen sementin tavallinen pH-arvo on noin 12,6 (Xanthakos 1991; Wyllie 1999). Ankkurille muodostuu tavanomaisissa juotosolosuhteissa suojaava kerros yleisen syöpymisen ansiosta. Juotoksen korroosiolta suojaava vaikutus heikkenee juotoksen halkeillessa. Myös liiat huokokset ja juotoksen onkalot altistavat sen korroosiolle. Tämä johtuu siitä, että huokoinen rakenne mahdollistaa kemikaalien tunkeutumisen juotokseen. Nämä kemikaalit (kloridit, sulfidit, sulfaatit, ja karbonaatit) neutralisoivat juotoksen alkalisuuden, eli tapahtuu sementin karbonatisoituminen. Edetessään ankkurijänteeseen asti karbonatisoituminen poistaa juotoksen aiheuttaman suojan ja tuloksena teräs altistuu korroosiolle. Teräksen korrosio juotoksen sisällä on vaarallinen ilmiö, sillä korroosiotuotteet vaativat suuremman tilavuuden kuin itse metalli. Näin korroosiotuotteet aiheuttavat painetta ja voivat johtaa



jopa juotoksen murtumiseen tai halkeiluun. Nämä halkeamat kiihdyttävät korroosiota entisestään. Juotoksen halkeamilla voi olla myös merkittävä vaikutus ankkurin ja juotoksen väliseen tartuntaan. Tämä tilanne pyritään estämään pitämällä juotoksen peitepaksuudet riittävinä. (Wyllie 1999)

### ***Korroosiota edistävät olosuhteet***

Kuten edellisissä kappaleissa on esitetty, korroosiotyyppejä on useita, mutta myös korroosioon vaikuttavia ympäristön olosuhteita on useita (Wyllie 1999). Teräksen korroosiota maassa on tutkinut myös VTT (Törnqvist 2004) teräspaalujen korroosiosuojauksen yhteydessä. Wyllie puolestaan esittää seuraavat tekijät, jotka vaikuttavat korroosion kehittymiseen maa- tai kallioankkureissa:

- maaperä tai kallio joka sisältää paljon klorideja
- pohjaveden pinnan kausittaiset vaihtelut
- ankkuroinnit rannikoilla, lähellä suoloja sisältävää merivettä
- täysin kyllästyneet savet, joissa esiintyy sulfaatteja
- useita maakerroksia läpäisevät ankkurit
- orgaaniset aineet ja humus maaperässä
- happopitoinen kaivos- tai teollisuusjäte.

Edellä mainittujen lisäksi luonnollisesti itse ankkuri vaikuttaa korroosioon. Lähteen (Törnqvist 2004) mukaan haudatun teräksen muoto ei vaikuta korroosion etenemiseen, mutta sen materiaali vaikuttaa korroosioon. Voimakkaimmin korroosio etenee maaperässä, joka sisältää suuria pitoisuuksia liuenneita suoloja, erityisesti sulfaattien, kloridien ja bikarbonaattien muodossa. Edellä esitetyn (Wyllie 1999) mukaisen listan tekijöitä voidaan määrällisesti arvioida pH-arvon perusteella (Wyllie 1999). Maaperät voivat olla luokiteltuja joko erittäin happamiksi (matala pH-arvo) tai erittäin alkaliseksi (korkea pH-arvo). Wyllien mukaan merkittävästi happamaksi voidaan laskea pH-arvot jotka ovat pienempiä kuin 4. VTT:n (Törnqvist 2004) mukaan maan happamuus vaikuttaa teräksen korroosioon vain vähän, jos sen pH on yli 4,5. Myös voimakkaasti savisten ja silttisten maaperien on todettu aiheuttavan enemmän korroosiota huonon vedenläpäisyn ja ilmankierron vuoksi. Tosin VTT:n tutkimuksessa eloperäinen aines vaikutti korroosioon vain lievästi. Maaperän resistiivisyys vaikuttaa maassa kulkevaan sähkövirtaan. VTT ei kuitenkaan pidä maapohjan ominaisvastusta merkittävänä korroosioon vaikuttavana tekijänä, joskin toteaa että sillä on jonkin verran vaikutusta. Wyllie ja PTI (Wyllie 1999; PTI 2004) esittävät seuraavia raja-arvoja aggressiivisen maapohjan määrittämiseen ankkurointikohteissa. Jos maaperä toteuttaa seuraavat ehdot, voidaan se lähteen (Wyllie 1999) mukaan luokitella aggressiiviseksi:

1.  $\text{pH} < 4.5$
2. resistiivisyys  $< 2000 \Omega\text{cm}$
3. sisältää sulfideja
4. sijainti hajavirtavyöhykkeellä
5. kemiallista korroosiota havaittu muilla maanalaisilla rakenteilla

## 6.7 Kapasiteetti syklisiä kuormia vastaan

Tuulivoimalan perustusten kuormat ovat suurelta osin luonteeltaan syklisiä. On havaittu, että kivi kestää huomattavasti suurempia dynaamisia kuormia kuin staattisia kuormia. Selkeää dynaamista lujuutta kalliolle on kuitenkin vaikeaa määrittää, sillä sen lujuus on suuresti riippuvainen kuormituksesta. Vaikka yksi pulssi ei pystyisi murtamaan kalliota, tilanne muuttuu kun pulssien esiintyminen on jatkuvaa. Ero kallion kapasiteetissa dynaamisille ja staattisille kuormille on varsin suuri. Tämä ero kuitenkin kapenee merkittävästi, kun kuormitusyklejä lisätään. Kun kuormasykliä kasvaa suureksi, vastaa dynaamisen kestävyys arvo staattisen kestävyys arvoa. Tuulivoimalan kohdalla kuormitusykliä määrä on suuri, joten kallion lujuuden arvon voidaan olettaa lähenevän staattisen kuorman kestävyys arvoa. Kuormituksen alaisena kallion raot alkavat kasvaa. Dynaamisessa kuormituksessa rakojen kasvun taso on likimain sama kuin staattisellakin kuormituksella (RIL 98 1976). Sen sijaan rakojen eteneminen dynaamisessa kuormituksessa riippuu kuormittavan pulssin energian tuonnista ja siihen kuluva ajasta (RIL 98 1976). Kun kalliota kuormittaa syklinen kuormitus tiheästi rakoilleessa kalliossa voi tapahtua löyhtymistä ja kallion uudelleen järjestäytymistä (Wyllie 1999). Tämä voi johtaa kallion kapasiteetin laskemiseen.

Esijännitetyt kallioankkurit parantavat kallion kestävyyttä dynaamisten ja syklisten kuormien suhteen (Wyllie 1999). Esijännitys määrätään niin suureksi, että kallio pysyy puristettuna käyttörajatilan kuormilla. Näin ollen kalliossa ei ole syklistä kuormitusta, eikä jännityksen vaihtelua vedolta puristukselle tapahdu. Näin ollen esijännitetyn ankuroinnin voidaan olettaa olevan tuulivoimalaperustukselle suotuisa rakenne.

Toistuva kuormitus kallioankkurissa aiheuttaa syklisiä leikkausjännityksiä ankkuria ympäröivään maahan (Xanthakos 1991). Tietyn syklien määrän jälkeen, alkavat muutokset jännityksessä aiheuttaa muodonmuutoksia myös maaperässä. Lopulta nämä muodonmuutokset vaikuttavat ankkurin ja kallion välisen tartunnan muodostumiseen. Kenttä- ja mallinnuskokeilla on todennettu, että ankkurin tartunta voi pettää jo merkittävästi ulosvetokestävyyttä pienemmillä kuormilla, jos kuormitus on syklistä (Xanthakos 1991). Lisäksi lähteessä (Xanthakos 1991) on esitetty, että syklinen kuormitus alentaa esijännitys voimaa. Tämä perustuu kuormitustesteihin, jotka suoritti Taleb vuonna 1974. Lähteen (Hanna 1982) mukaan täydelliset suunnan muutokset jännityksessä aiheuttavat vakavampia seurauksia ankuroinnin kapasiteetissa kuin pelkkä toistuva syklinen

kuormitus (Xanthakos 1991). Hannan (Hanna 1982) mukaan ankkureiden käyttäytymistä syklisessä kuormituksessa ei ole tutkittu riittävästi ja tätä aihetta ei ole vielä täysin ymmärretty. Tavallisesti esijännityksen oletetaan kumoavan syklisten kuormien vaikutukset täysin (Hanna 1982). Useat tutkimukset ovat kuitenkin todenneet, että syklisellä kuormituksella on ankkurille vaurioittava vaikutus (Hanna 1982). Tämän takia suunnittelussa tulee varmistaa suunnittelumenetelmien soveltuvuus, kun rakenne kokee syklisiä kuormituksia.

## 7 KALLIOANKKUROIDUN PERUSTUKSEN SUUNNITTELU

Tässä luvussa esitetään kallioankkuroinnin suunnittelumenetelmiä. Tämä suunnittelukappale koskee perinteisiä Suomessa käytössä olevia juotettuja ankkurityyppejä, jotka ovat läpäisseet tarvittavat tutkimuskokeet. Mekaanisesti ankkuroitujen laatta-ankkureilla varustettujen ankkureiden soveltuvuutta ankkurointiin käsitellään lyhyesti. Tässä luvussa esitettyjen suunnitteluun liittyvien murtomekanismien taustat ja periaatteet on esitelty luvussa 6. Tämän luvun kaavat ja menetelmät perustuvat edellä esiteltyihin standardeihin ja suunnitteluohjeisiin sekä luvussa 6 käytettyihin kirjallisuuslähteisiin viittausten mukaisesti.

Ankkurin kapasiteetti tarkoittaa maksimikuormitusta, joka ankkurille voidaan sen käyttöönsä aikana kohdistaa (EN 1997-1). Suunnitteluprosessi käsittää ankkurin eri murtomekanismien tunnistamisen ja tarkastelun. Tarkastelu tulee tehdä kaikille niille murtomekanismeille, jotka ankkuri voi kohdata käyttöönsä aikana (EN 1997-1). Standardi EN 1997-1 määrittää seuraavat murtomekanismit, jotka tulee tarkastella ankkuroitujen rakenteiden suunnittelussa:

- jännitysten aiheuttama vetotangon tai ankkurin pään rakenteellinen murtuminen
- ankkurin pään vääntymä tai korroosio
- injektoiduilla ankkureilla murto injektoinnin ja maan/kallion rajapinnalla
- injektoiduilla ankkureilla murto injektoinnin ja teräksisen vetotangon välisessä sidoksessa
- laatta-ankkureilla murtuminen levyn riittämättömän kestävyysden takia
- ankkurointivoiman häviäminen ankkurin pään liiallisten siirtymien tai viruman ja ankkurin löyhtymisen takia
- käytetyn ankkurointivoiman aiheuttama rakenteen osien murtuminen tai liiallinen muodonmuutos
- tuetun maapohjan ja tukirakenteen kokonaisvakavuuden menetys
- ankkuriryhmän yhteistoiminta maapohjan ja liittyvien rakenteiden kanssa.

Ankkuroinnin lisäksi myös anturaperustus tulee mitoittaa rakenteen puristaville kuormituksille. Näin ollen kallion kantokestävyys on varmistettava. EN 1997-1 erittelee anturaja- ja laatta perustuksille rajatilat, jotka tulee huomioida suunnittelussa. Sillä rakenne perustetaan kalliolle, eikä löyhälle maaperälle, pienenee rajatilojen määrä. Esimerkiksi routavauriot eivät ole ongelma suoraan kallion varaan perustetuille perustuksille. Sillä kyseessä on ankkuroitu perustus, voidaan olettaa että ankkurit estävät liukupinnan syn-

tymisen. Kallioankkuroidun perustuksen suunnittelu on monivaiheinen prosessi. Xanthakos (Xanthakos 1991) listaa kallioankkurointisuunnitteluun kuuluvat vaiheet. Edellä esitetyt vaiheet vastaavat tuulivoimalaperustuksen suunnitteluvaiheita. Lähteen mukaiset suunnitteluvaiheet ovat:

- Valitaan ankkureiden suuntaus ja sijainti.
- Valitaan soveltuva ankkurityyppi ja koko.
- Määritetään ankkureiden keskinäiset etäisyydet.
- Tarkistetaan ankkurirakenteen kokonaisstabiilitetti.
- Määritetään ankkurien tartunta- ja vapaat pituudet.
- Määritetään ankkurin kestävyys staattiselle tai dynaamiselle kuormitukselle.
- Suunnitellaan ankkureiden koestusmenetelmä.
- Suunnitellaan ankkureiden korroosiosuojajärjestelmä.

Useimmissa tapauksissa suunnitteluprojektit sisältävät joko suuren määrän pienen kapasiteetin kallioankkureita tai pienemmän määrän suuren kapasiteetin ankkureita. Sopivien ankkureiden valinta on optimointitehtävä, jonka tarkoituksena on valita sopiva määrä oikean kapasiteetin ankkureita, jotta lopputulos on kannattava. Suunnittelussa on huomioitava koko rakenne, eikä pelkkiä kallioankkureita. Huomioitava on myös liitokset, perustusjalusta ja lisäosat kuten aluslevyt joiden osuus kokonaiskustannuksista voi kasvaa merkittäväksi. (PTI 2004)

## 7.1 Suunnittelussa käytettävät ohjeet ja standardit

Ankkuroitujen tuulivoimaperustusten suunnittelussa yhdistetään tämän alaluvun mukaan käytössä olevia standardeja ja ohjeita. Kaikkien suunnitelmien on oltava Suomessa käytettyjen lakien, ohjeiden ja normien mukaiset.

Suunnittelussa käytetyt kuormitustiedot pohjautuvat IEC-61400-1 (Wind Turbine Generator Systems, Part 1: Safety Requirements) standardiin, joka keskittyy nimenomaan tuulivoimaloiden rakenteisiin. Kuormitusten osavarmuuslukuina käytetään eurokoodin mukaisia kuormitusten osavarmuuskertoimia kappaleessa 3.3 esitetyn mukaisesti. Myös IEC:n mukaisia osavarmuuskertoimia voidaan tapauskohtaisesti käyttää, mutta silloin on arvioitava pienempien osavarmuuslukujen aiheuttama varmuuden pieneneminen tapauskohtaisesti.

Ankkuroidut ratkaisut perustuvat Suomessa käytettävään toteutusstandardiin EN 1537:2013: *”Execution of special geotechnical works: Ground anchors”*. Standardi sisältää myös viittauksia vanhempaan painokseen EN 1537:1999. Geoteknisten rakenteiden suunnittelu perustuu standardiin EN 1997-1: *”Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt”*, joka myös viittaa toteutusstandardiin EN 1537:1999. Lisäksi pohjatutkimukset ja koestus ovat käsitelty omassa erillisessä standardissaan EN 1997-2: *”Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus”*.

Ankkuroinnin rakenteellista kestävyyttä käsitellään myös teräspaaluja käsittelevässä standardissa EN 1993-5: *"Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 5: Paalut"*. Rakenteiden suunnittelu betonirakenteiden osalta suoritetaan eurokoodin EN-1992-1:” *Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt* ” ohjeiden mukaisesti. Teräsrakenteiden rakenteellinen suunnittelu noudattaa standardia EN 1993:” *Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu.*”. Näitä standardeja sovelletaan myös kallioankkuroinnin suunnittelussa. Rakenteiden suunnittelu perustuu standardiin EN 1990-1: *"Eurokoodi: Rakenteiden suunnittelun perusteet"*. Tässä diplomityössä on käytetty Suomen kansallisessa liitteessä esitettyjä muuttujien arvoja.

Silloin kun Suomessa käytetyt standardit eivät ota kantaa rakenneosan suunnitteluun, hyödynnetään Suomessa julkaistuja rakennusalan suunnitteluohjeita ja julkaisuja. Nämä ovat pääasiassa RIL:n julkaisuja maa- ja kalliorakenteista. Soveltuvien osin, silloin kun Suomen standardit eivät ota tilanteeseen kantaa, seurataan myös Post-Tensioning Instituteen koostamaa julkaisua *"Recommendations for Pretressed Rock and Soil Anchors"*. Julkaisu on Yhdysvaltojen vastine ankkureita koskevalle standardille, sellaisen toistaiseksi puuttuessa. Tässä diplomityössä Post-Tensioning Instituteen viitataan jatkossa lyhenteellä *PTI*. Suunnittelussa hyödynnetään DNV Risø:n laatiman ohjekirjan *"Guidelines for Design of Wind turbines"* ohjeita, niiltä osin kun suunnittelu koskee tuulivoimalasuunnittelun erityispiirteitä.

## 7.2 Suunnitteluperusteet

Geotekninen suunnittelu alkaa rakenteen geoteknisen luokan määrittämisellä. Luokka määrittelee suunnittelijan pätevyysvaatimukset, pohjatutkimuksen laajuuden ja laadun sekä käytettävät mitoitusmenetelmät. EN 1997-1 mukaan ankkuroinnit kuuluvat geotekniseen luokkaan GL2. Luokassa 2 vaaditaan kvantitatiivisia ja geoteknisiä lähtötietoja ja analyysyjä, jotta varmistutaan suunnittelun perusvaatimusten täyttymisestä. Suunnittelussa ja kenttä- sekä laboratoriokokeissa voidaan käyttää rutiinimenetelmiä. Suunnittelussa käytetään seuraamusluokkaa CC2, joka määrittää keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahtien takia.

EN 1997-1 mukaan ankkurit mitoitetaan SRT ja GEO rajatiloissa. Kaatumisvarmuus mitoitetaan EQU-rajatilassa. Lisäksi EN 1997-1 esittää 3 eri mitoitusastetta. Kullekin mitoitusasteella on esitetty eri varmuuslukujen yhdistelmät. Kallioankkuroinnin mitoituksessa SRT ja GEO rajatiloissa mitoitus perustuu mitoitusmenettelyyn DA2. Tämä on standardin EN 1997-1 suosittelema mitoitusaste ankkuroinneille. Mitoitusmenettelyssä DA2 kuormien tai niiden vaikutusten, maan ominaisuuksien sekä käytettävän rakenteen kestävyysominaisuuksien muutetaan mitoitusarvoiksi osavarmuuskertoimien avulla heti laskennan alkuvaiheessa. Mitoitusmenettelyssä DA2 osavarmuusluvut kohdistetaan kuormituksiin sekä kestävyysarvoihin. Toisin sanoen, DA2 mitoitusmenettelyn soveltami-

nen merkitsee varmuuden kohdistamista ankkurikuormaan ja ankkurin ulosvetokestävyyteen.

Kestävyys tarkoittaa rakenteen ja maan ominaisuuksien perusteella laskettua kykyä kestää sille tulevia kuormia. Mitoitusmenettelyssä DA2 lujuuden ominaisarvoista  $R_k$  saadaan lujuuden mitoitusarvot  $R_d$  jakamalla ne lujuuden osavarmuusluvulla  $\gamma_M$  kaavan (3) mukaan. Suunnittelussa voidaan käyttää mallikerrointa varmistamaan, että laskentamallin tulokset ovat tarkkoja tai että virhe on turvallisella puolella. Mallikertoimen huomiointi tapahtuu kertomalla lujuuden mitoitusarvo  $R_d$  vastaavalla mallikertoimella  $\gamma_{R,d}$ . Mallikertoimen arvot annetaan kansallisessa liitteessä, tosin Suomen kansallinen liite ei erittele ankkuroinnissa käytettäviä mallikertoimia. Näin ollen soveltuvan mallikertoimen arvon valitseminen jää suunnittelijan tehtäväksi. Mallikertoimen arvo tulee valita kuitenkin siten, että kansallinen kokonaisvarmuustaso säilyy. Suomen standardit eivät velvoita mallikertoimen käyttöä ankkuroinnin murtorajatilatarkastelussa. Käyttörajatilatarkastelussa mallikertoimen käyttöön kuitenkin veloitetaan (EN 1997-1).

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (3)$$

Kuormat  $F$  ovat rakenteeseen vaikuttavia ulkoisia tai sisäisiä voimia tai jännityksiä. Kuormat jaetaan pysyviin kuormiin  $G$  ja muuttuviin kuormiin  $Q$ . Rakenteeseen vaikuttavat kuormat ovat joko kaatavia tai vakauttavia. Esimerkiksi perustuksen oma paino  $W$ , on useimmiten epäedullinen tarkasteltaessa maapohjan kantokestävyyttä, mutta liukumisen ja kaatumisen suhteen kuorma on edullinen. Tuulivoimalan geometriasta johtuen, kaatumistarkasteluissa pystykuormitus on aina vakauttava kuorma. Eurokoodeissa, kansallisissa liitteissä kuten tässä diplomityössäkin käytetään seuraavaa rinnakkaisterminologiaa. Seuraavat termit tarkoittavat jatkossa samaa:

- edullinen = vakauttava
- epäedullinen = kaatava.

Suunnittelussa käytetään tuulivoimalatoimittajan määrittämiä tuulivoimalan kuormia luvun 3 mukaisesti. Käytettävien kuormien osavarmuuskertoimet määräytyvät joko Eurokoodin EN 1997-1 tai IEC- 61400 mukaan. Hankekohtaisesti päätetään, kumpia osavarmuuskertoimia halutaan käyttää perustuksen suunnittelussa. Kuorman ominaisarvosta  $F_k$  saadaan kuorman mitoitusarvo  $F_d$  kertomalla se kuorman osavarmuusluvulla  $\gamma_F$  kaavan (4) mukaisesti. Käytettävät kuormien osavarmuuskertoimet on esitelty taulukossa 3.2 alaluvussa 3.3.

$$F_d = \gamma_F F_k \quad (4)$$

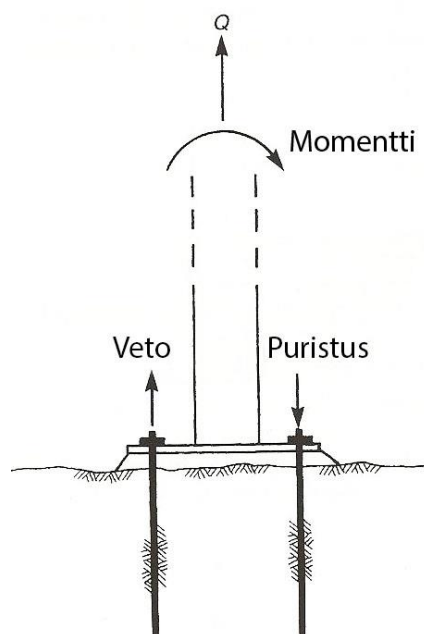
Kuormien vaikutuksilla  $E$  tarkoitetaan kuormista seuraavia laskennallisia voimia, momentteja, jännityksiä sekä muodonmuutoksia. Kuormien vaikutuksia ovat esimerkiksi pohjapaineet ja ankkurivoimat. Ankkurin mitoituskuorma on suurin kuormitus, jonka ankkurin voidaan olettaa kokevan elinkaarensa aikana. Laskennallisesti mitoituskuorma

on rakenteelle kohdistuva ominaiskuorma korotettuna sopivalla osavarmuuskertoimella  $\gamma_{sd}$ . Kuormien vaikutusten mitoitus arvot esitetään eurokoodin mukaan seuraavasti kaavan (5) mukaan.

$$E_d = \gamma_{sd} E \quad (5)$$

### 7.3 Voimien siirtyminen perustukselle

Vedetyt perustukset voidaan jakaa kahteen päätyyppiin, puhtaasti vedettyihin ja momentilla ja vetorasituksella kuormitettuihin perustuksiin (Wyllie 1999). Tuulivoimaperustus kuuluu tapauksista jälkimmäiseen, jossa vetorasituksen aiheuttaa kaatava momentti. Tällöin perustuksen toinen reuna on vedettynä ja vastakkainen reuna on puristettuna. Wyllien 1999 mukainen kaatavalla voimalla kuormitettu ankkuroitu perustus on esitetty kuvassa 7.1. Tuulivoimaperustuksen tapauksessa voima  $Q$  on puristusta, eikä vetoa kuten kuvassa 7.1 on esitetty.

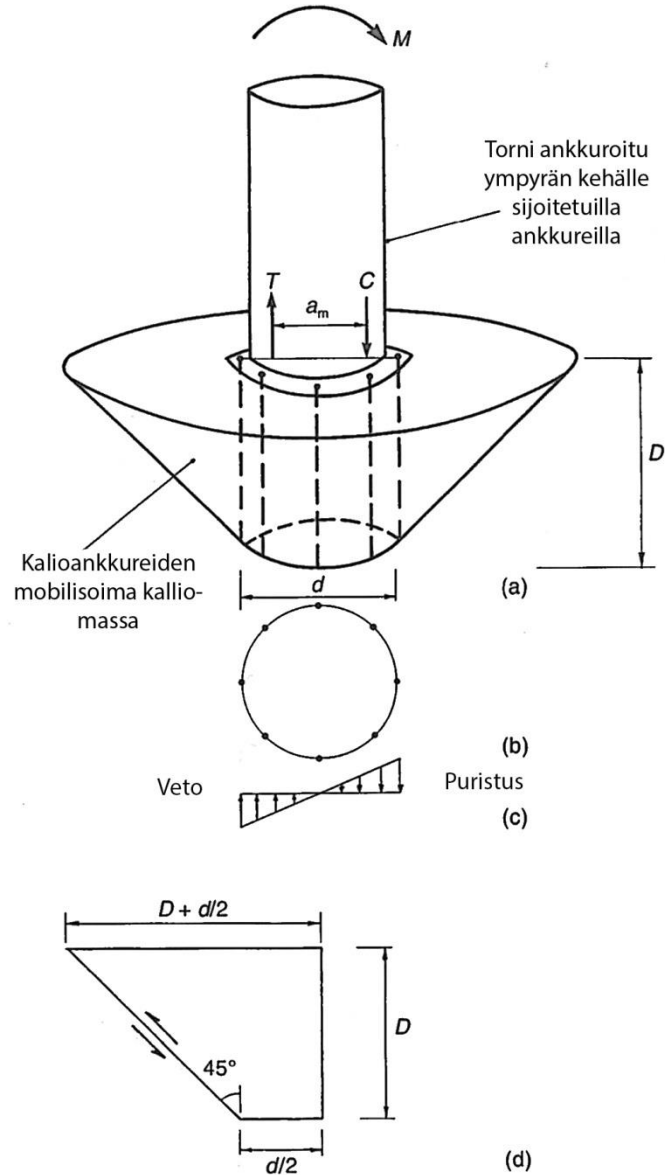


*Kuva 7.1 Kuormitusolosuhteet kaatavalla voimalla rasitetulle ankkuroidulle perustukselle (Wyllie 1999) mukaan*

Kuvan 7.2 mukaiset vetorasitukset otetaan kallioankkuroidussa perustuksessa kallioankkureilla. Puristusrasitukset viedään betoniperustuksen kautta kalliolle. Ankkurointi ei osallistu puristuskuormien käsittelyyn. Jännitys jakauma voidaan arvioida kuvan 7.2 mukaisella menettelyllä. Kaatavaa momenttia vastustaa voimapari, joka muodostuu vetovoimasta  $T$  ja puristusvoimasta  $C$ . Vetovoima mobilisoituu kallioankkureille ja puristuskuorma betonille ja kalliolle. Jännitys jakauma on kolmiomainen siten, että toinen puoli perustuksesta on puristettu ja toinen vedetty. Voimaparin  $C$  ja  $T$  välinen etäisyys on momenttivarsi  $a_m$ . Momenttivarren pituus riippuu rakenteen voimajakautumasta ja ankkureiden geometriasta. Ympyrän kehälle sijoitetuilla ankkureilla momenttivarsi  $a_m$



on todettu olevan likimain 0,7 kertaa ympyrän halkaisija (Wyllie 1999). Samalla periaatteella voidaan laskea myös ankkureille tulevat vetorasitukset. Kuvassa 7.2 on myös esitetty ympyrän kehälle sijoitettujen kallioankkureiden sitoma kalliomassa. Tässä yksinkertaistetussa mallissa ankkureiden sitoma massa on katkaistun kartion muotoinen.



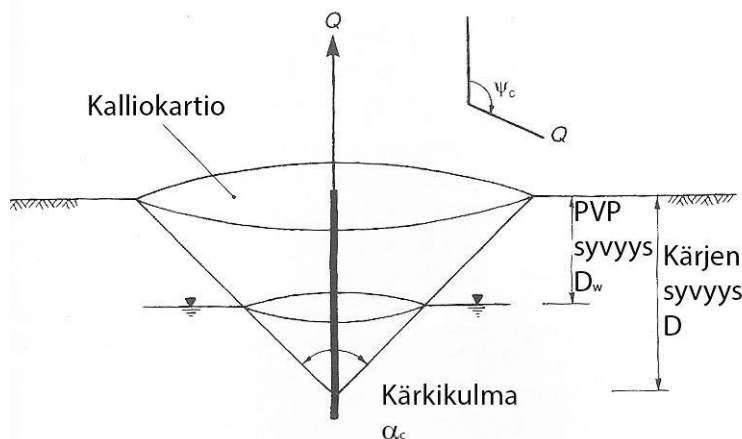
Kuva 7.2 Ympyrän kehälle sijoitettujen kallioankkureiden voimien jakautumisperiaate, perustuu lähteeseen (Wyllie 1999)

Täysimittaiset vetokokeet ympyränmuotoon asennetuille ja kaatavalla voimalla kuormitetulla kallioankkuroinnille on suorittanut muun muassa (Radhakrishna & Klym 1980). Vetokokeista saadut tulokset todensivat menettelyn soveltuvan kaatavalla momentilla kuormitetun ankkuriryhmän vetokapasiteetin laskentaan. Lisäksi tutkimuksessa todettiin, että ankkurointi soveltuu hyvin kaatavalla voimalla kuormitettujen perustusten tukemiseen.

## 7.4 Kalliomassan murtuminen

Kallioankkuroidussa perustuksessa tulee tarkastella murtumismekanismia, jossa kallioankkureiden muodostaman kallioblokki murtuu ja nostavien voimien vaikutuksesta nousee. Kukin kallioankkuri vastustaa sitomallaan kalliomassalla ankkuria kuormittavaa nostovoimaa. Tässä laskennassa ei huomioida kallion leikkausvoiman kapasiteettia. Tarkastelussa kallion kapasiteetin tulee olla suurempi kuin kaatavien kuormien vaikutusten mitoitusarvo. Tässä diplomityössä käsitellyssä perustuksessa kallion vetomurtuma määrittää kallioankkureiden pituuden lähes aina. Tämä johtuu suhteellisen lähekkäin asennetuista ankkureista, jolloin ankkureiden ryhmävaikutus tulee mitoituksessa määräväksi tekijäksi. Näin ollen yksittäisen kallioankkurin täyttä kapasiteettia ei voida hyödyntää kallion murtumistarkastelussa.

Kallioankkurin sitoma massa, eli kallion vakauttava kuorma, riippuu kallioankkurin pituudesta. Kalliokartion minimikorkeus määrittää kallioankkurin pituuden. Teoreettisen kalliokartion sitoma kalliomassa on esitetty kuvassa 7.3. Kalliokartion korkeus  $H_c$  oletetaan alkavan joko kallioankkurin alapäästä tai kallioankkurin tartuntapituuden erikseen määritellystä kohdasta. Kirjallisuudessa usein suositeltu kohta on tartunnan puoliväli. Mikäli käytetään ankkurointiosalla varustettuja puristettuja ankkureita, joissa koko juotos on puristettu, kalliokartio katsotaan alkavaksi ankkurointiosan kohdalta. Lisäksi on määritettävä kalliokartion kärkikulma  $\alpha_c$ . Tavallisesti kärkikulman arvot vaihtelevat välillä  $60^\circ \dots 90^\circ$  riippuen kallion eheydestä. Laskennassa käytetään kalliolle määritettyä tilavuuspainoa. Näiden parametrien perusteella voidaan määrittää kallioankkureiden vaadittava kokonaispituus  $L_a$ , kun ankkureita kuormittavat voimat on tunnettu. Lisäksi kartion kapasiteettiin vaikuttaa ankkurin poikkeama pystysuorasta, sillä se vaikuttaa ankkurin alapään syvyyteen. Mikään standardi Suomessa ei kuitenkaan määrittele miten kyseiset muuttujat otetaan suunnittelussa huomioon. Tässä diplomityössä esitetyt menetelmät perustuvat kotimaisiin suunnitteluohjeisiin, joita on verrattu ulkomaiseen kirjallisuuteen.



Kuva 7.3 Teoreettinen kallion ulosvetokartio, perustuu lähteeseen (Wyllie 1999)

RIL:n kaivanto-ohje ehdottaa kaivantojen tukemisessa käytettäväksi kalliokartion kärkikulmana arvoa  $60^\circ$  (RIL 263-2014 2014). Lisäksi ohje ehdottaa kalliokartion lähtöpisteeksi  $1/3$  kallioankkurin tartuntapituudesta ankkurin alapäästä katsoen. Kaivanto-ohjeen ehdotus on yksi konservatiivisimmista suunnitteluohjeista mitä tämän diplomityön kirjallisuustutkimuksessa on ehdotettu. Kyseenalaista on kuitenkin kaivantojen tukemisen ja nostovoimalle ankkuroitujen perustusten vertailukelpoisuus. RIL pohjarakennusohjeen mukaan minimiankkurointisyyvyys epäsäännöllisesti halkeilleessa kalliossa  $H_{c,min}$  yksittäiselle ankkurille määritetään kaavan (6) mukaan (RIL 166 1986). Kaava pohjautuu teoreettisen kalliokartion massan laskentaan. Kaavan merkinnät on muutettu nykyistä osavarmuuslukumenetelmä vastavaksi.

$$H_{c,min} = \sqrt[3]{\frac{3F_{t,d}}{\gamma_R \pi \tan \varphi_c}} \quad (6)$$

jossa

$F_{t,d}$	vetokuorman mitoitusarvo
$\gamma_R$	kallion tilavuuspaino
$\varphi_c$	kalliokartion kärkikulman puolikas

Todellisuudessa kallion murtumista estää myös kallion leikkauslujuus teoreettisen kalliokartion rajapinnassa. Rajapinnan leikkauskapasiteetin määrittämiseksi rajapinnan pinta-ala kerrotaan kallion leikkauslujuudella. Rajapinnan pinta-ala on teoreettisen kartion vaipan suuruinen. Ongelma kyseisessä menettelyssä on kuitenkin se, että menettely ei huomio kallion halkeilua. Voidaan olettaa, että kallion murtumisen tapahtuessa kalliokartion rajat mukailevat kallion halkeilua, ks. kuva 6.10. Tämä on hypoteettinen oletus siitä, mitä saattaisi tapahtua kun suhteellisen pitkä kallioankkuri kuormitetaan kalliion murtumiseen asti. Alaluvussa 6.4 on esitetty kallion halkeilun vaikutusta kalliokartion muotoon. Kallion halkeamassa kallion leikkauslujuus ei vaikuta. Siksi leikkauslujuuden hyödyntäminen kalliokartion vaipan pinnalla on ongelmallista. Tässä diplomi-

työssä ei hyödynnetä kallion leikkauslujuutta kallioankkureiden kapasiteetin laskennassa. Myöskään suomalaiset kallioankkureita käsittelevät ohjeet eivät hyödynnä kallion leikkauslujuutta. Tyypillisesti ulkomaisessa kirjallisuudessa leikkauslujuuden huomiointi voidaan sallia, jos kallio on luonteelta homogeenista – eli halkeilua ei ole lainkaan (Hanna 1982; Xanthakos 1991; Littlejohn & Bruce 1977).

Kun ankkurit sijaitsevat lähellä toisiaan, on niiden ankkurointikapasiteetti aina pienempi kuin yksittäisten ankkureiden kapasiteettien summa (Käpynen 1987). Ankkureiden sitomaa kalliomassaa käsitellään ankkureiden ryhmän muodostamana massana sekä yksittäisen ankkurin sitomana massana alaluvun 6.4 mukaisesti. Ankkuroidussa perustuksessa tulee todentaa yksittäisen kallioankkurin kestävyys, siten että yksittäisen ankkurin vetokuormitusta verrataan yksittäisen ankkurin kalliomassan kapasiteettiin. Lisäksi tutkitaan koko perustuksen varmuus ankkuriryhmänä.

Suunnittelussa tulee ottaa huomioon pohjaveden pinnan taso. Mikäli pohjavesi sijaitsee ankkureiden vaikutusalueella, tulee sen nosteen vaikutus ottaa huomioon vakauttavan kalliomassan laskennassa (Littlejohn & Bruce 1977). Toteutuksen aikana tulee seurata pohjaveden pinnan tasoa ja verrata suunnittelussa käytettyihin arvoihin. Maa-aineksen tai kallion joutessa veden alle, siihen kohdistunut noste on maa-aineksen syrjäyttämän vesimäärän painon suuruinen. Maa-aineksen tilavuuspaino veden alla  $\gamma'$  lasketaan kaavan (7) mukaan.

$$\gamma' = \gamma_R - \gamma_W \quad (7)$$

jossa

$\gamma_R$	Kallion tilavuus paino
$\gamma_W$	Veden tilavuuspaino (10 kN/m <sup>3</sup> )

Kun kallion leikkauslujuutta ei huomioida murtumistarkastelussa, vastaa tarkastelussa käytännössä perinteistä kaatumistarkastelua, jossa rakennetta pitää pystyssä vakauttava pystykuormitus. Sillä rakennetta tarkastellaan jäykkänä kappaleena, jonka rakennemateriaalien ja maapohjan lujuuksilla ei ole merkitystä lujuuden aikaansaamisessa, käytetään EN 1997-1 mukaista EQU-rajatilaa. Käytetyt osavarmuuskertoimet valitaan siis kyseisen rajatilan mukaan. Muun muassa siltojen suunnittelua koskevan (NCCI 7 2013) ohjeen mukaisesti varmuus kaatumista vastaan voidaan laskea kaavan (8) mukaisesti. Menettelyssä verrataan kaatavia momentteja vakauttaviin momentteihin. Vakauttava momentti koostuu ankkureiden sitoman kalliomassan muodostamasta vakauttavasta momentista ja tornin vakauttavasta pystykuormasta. Kaatava momentti lasketaan tavallisesti perustuksen uloimman pisteen suhteen.

$$\frac{M_{d, \text{stb}}}{M_{d, \text{dst}}} \geq 1,0 \quad (8)$$

jossa

$M_{d, \text{stb}}$	pystyssä pitävän momentin mitoitusarvo
---------------------	--

$M_{d, stb}$       kaatavan momentin mitoitusarvo

Ankkureiden pituudella ja suuntauksella voidaan vaikuttaa kalliomassan kokoon. Aiemmin esitetyssä yksinkertaistetussa mallissa ankkurien lukumäärä pyöreässä perustuksessa ei vaikuta kalliomassaan. Kuitenkin jos ankkureiden määrä pienenee merkittävästi, on yksinkertaisesta mallista luovuttava ja kalliokartion massa määritettävä tarkasti. Mitä suurempi on ulomman kehän kallioankkureiden poikkeama pystysuorasta, sitä suurempi on niiden sitoma kalliomassa tiettyyn poikkeamaan asti. Tämän vuoksi on laskennallisesti kannattavaa kallistaa ankkureita maltillisesti ulospäin. Toisaalta ankkureiden toiminnan kannalta riittävät keskinäiset etäisyydet takaavat, etteivät ankkureiden keskinäiset jännitykset häiritse toisiaan. Myös asentamisen kannalta on parempi, että ankkurit suuntautuvat keskenään eri suuntiin, jolloin muun muassa poraustyö helpottuu. EN 1997-1 mukaan ankkureiden suunta tulisi valita siten että mahdolliset murtumisesta aiheutuvat muodonmuutokset aiheuttavat ankkureiden itsejännittymisen. Tämä tarkoittaa sitä, että mahdollisesti tapahtuvien muodonmuutosten tulisi olla ankkurijänteen suuntaisia.

## 7.5 Ankkurien vetokapasiteetti

Suunnittelussa tulee osoittaa, että rakenteen tasapaino kyetään saavuttamaan ilman ankkureiden vetomurron tapahtumista. Kun ankkurille kohdistuva vetojännitys ylittää ankkurin vetokapasiteetin, alkaa ankkuri aluksi myötää ja lopulta murtuu. Ankkurin vetokapasiteetin laskennassa ongelmana ovat varsin ristiriitaiset standardien ohjeet. Epäselvää on mitä standardia laskennassa tulisi käyttää. Standardi EN 1997-1 kehottaa noudattamaan soveltuvien osien standardeja EN 1992, EN 1993 sekä EN 1537. EN 1537 puolestaan kehottaa noudattamaan standardia EN 1997-1. Kuitenkin EN 1537 neuvoo noudattamaan jänteiden materiaaliominaisuuksien määrittämisessä useita eri standardeja, joista yksi on EN 1992.

Teräsrakenteita koskeva standardi EN 1993-5 käsittelee paalujen mitoituksen yhteydessä myös ankkurointeja. Useat mitoitusohjeet kuitenkin neuvovat ankkureiden vetokapasiteetin ylimitoitukseen korroosiosuojauksen parantamiseksi. Esimerkki tällaisesta ohjeesta on siltaohje (NCCI 7 2013), jonka neuvoa antava ohjeistus on 50 % jänteen vetokapasiteetin käyttö. Siltojen kallioankkurit, kuten kallioankkurit yleensä, suunnitellaan kuitenkin huomattavasti pidemmälle käyttöiälle. Myös useat ulkomaiset kirjallisuuslähteet antavat vastaavia ohjeita (Xanthakos 1991; Wyllie 1999; Littlejohn & Bruce 1977). Suomessa käytetyt standardit eivät määrittele tulisiko korroosiosuojaus huomioida vetokapasiteetin laskennassa. Korroosiosuojausta käsitellään tarkemmin alaluvussa 7.11.

Ankkuri murtokapasiteetin laskennassa tulee lisäksi huomioida ankkurin liittyvien osien kestävyys. Tarkasteltavana ovat myös ankkuripään komponentit ja mahdolliset aluslevyt. Jos ankkuri on mekaanisesti ankkuroitu, tulee huomioida myös ankkurointiosan kestävyys. Laatta-ankkurin lävistymiskestävyys on esitetty standardissa EN 1993-5.

Seuraavassa esitetään ankkurin vetokapasiteetin mitoitusmenettely EN 1993-5 mukaan. Liitosten suunnittelua käsittelevä standardi EN 1993-1-8 ja paaluja käsittelevä standardi EN 1993-5 vastaavat lukuarvoiltaan pitkälti toisiaan. EN 1993-5 mukaan murtorajatilassa vetokapasiteetiksi  $F_{t,Rd}$  valitaan mitoittava kapasiteetti kaavan (9) mukaisesti.

$$F_{t,Rd} = \min(F_{tt,Rd}, F_{tg,Rd}) \quad (9)$$

jossa

$F_{tt,Rd}$  ankkureiden kierteiden vetokestävyys

$F_{tg,Rd}$  ankkurin varren vetokestävyys

Ankkurien kierteiden vetokestävyys  $F_{tt,Rd}$  lasketaan kaavan (10) mukaan. Kaava vastaa lukuarvoltaan täysin standardin EN 1993-1-8 mukaista teräслиittimen vetokestävyuden laskentaa kun ankkurilla ei ole taivutusta. Standardin EN 1993-5 mukainen ankkurin varren vetokestävyys  $F_{tg,Rd}$  lasketaan kaavan (11) esittämällä tavalla.

$$F_{tt,Rd} = k_t \frac{f_{ua} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (10)$$

jossa

$k_t$  kerroin, jonka arvo annetaan kansallisessa liitteessä. Suomen kansallisen liitteen mukaan käytetään suositusarvoa  $k_t = 0,9$  kun taivutusmomentteja ankkureille ei synny. Mikäli ankkureille syntyy taivutusta, jota ei ole eksplisiittisesti otettu huomioon kertoimen arvo on  $k_t = 0,6$ .

$f_{ua}$  teräksen murtolujuus

$A_s$  ankkurin jännityspoikkipinta-ala kierteiden kohdalla

$\gamma_{M2}$  teräsosien liitosten osavarmuysluku EN 1993-1-8 mukaan. Suomen kansallisessa liitteessä esitetty arvo on  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

$$F_{tg,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{M0}} \quad (11)$$

jossa

$A_g$  ankkuritangon bruttopoikkipinta-ala

$f_y$  teräksen myötölujuus

$\gamma_{M0}$  standardin EN 1993-1 mukainen teräsrakenteiden osavarmuysluku. Suomen kansallisessa liitteessä esitetty arvo on  $\gamma_{M0} = 1,1$ .

Standardin EN 1993-5 mukaan käyttörajatilassa ankkurin poikkileikkaus tulee mitoittaa, siten että ominaiskuormayhdistelmän rasittaman tangon myötäämisestä aiheutuvat muodonmuutokset estetään. Tämä tapahtuu rajoittamalla ankkurin ominaiskuormituksesta aiheutuva ankkurin aksiaalinen voima  $F_{t,ser}$  tietyn raja-arvon alapuolelle. Tämä periaate tulee täytetyksi, kun kaavan (12) ehto toteutuu.

$$F_{t,ser} \leq \frac{f_y A_s}{\gamma_{M3,ser}} \quad (12)$$

jossa

$\gamma_{M3,ser}$  standardin EN 1993-1-8 mukainen liitosten osavarmuusluku rakenteen liukumiskestävyydelle. Suomen kansallisessa liitteessä esitetty arvo on  $\gamma_{M3,ser} = 1,1$ .

Ankkurin esijännitys pyritään määräämään sellaiseksi, että se ylittää rakenteen käyttörajan kuormitukset. Tällä menettelyllä pyritään vähentämään rakenteen väsymiskuormien aiheuttamia jännitysvaihteluita. Tilanteesta riippuen tulee ankkurit kuitenkin mitoittaa myös väsymiselle, riippuen siitä miten iso jännitysvaihteluankkureille tulee väsymisrajan kuormitusyhdistelyllä. Standardit eivät ota kantaa miten väsyminen tulisi mitoittaa tai tuleeko sitä mitoittaa. Kuten mainittu edellisessä luvussa, aiheeseen ei ole perin pohjin perehdytty. Jatkossa tulisi tutkia enemmän miten väsyttämiskuormat todennukaisesti vaikuttavat ankkuriin. Yleinen oletus on, että kun esijännitysvoima on riittävän suuri, väsymiskuormitukset eivät aiheuta ongelmia rakenteelle.

## 7.6 Ankkurin ulosvetokestävyys

Ankkurin ulosvetokestävyys tulee määrittää sekä kallion ja juotoksen rajapinnassa että jänteen ja juotoksen rajapinnassa. Molemmille rajapinnoille määritetään ulosvetokestävyys ja ankkurin ulosvetokestävyys ominaisarvo  $R_{a;d}$  on näistä arvoista pienempi. Käytännössä riittävä ulosvetokestävyys saavutetaan käyttämällä riittävän suurta ankkurin tartuntapituutta  $L_{tb}$ . Lisäksi ulosvetokestävyyteen vaikuttaa ankkurin halkaisija, porareian halkaisija, sekä juotosmassan ja kallion ominaisuudet. Tartuntapituuden suunnittelussa on huomioitava myös riittävän vapaan pituuden muodostuminen, jotta ankkurin muodonmuutokset pääsevät tapahtumaan oletetulla tavalla.

Ulosvetokestävyys mitoitusarvot määritetään laskelmin tai ankkurointikokeiden tulosten avulla. Tässä diplomityössä keskitytään laskelmin määritettäviin ulosvetokestävyys arvoihin. Ulosvetokestävyys johdetaan ominaisarvosta  $R_{a;k}$  jakamalla osavarmuuskertoimella  $\gamma_a$  kaavan (13) mukaan (EN 1997-1). Suomen kansallisessa liitteessä esitettävät ankkurien ulosvetokestävyys osavarmuuskertoimet  $\gamma_a$  on esitelty taulukossa 7.1. Suomen kansallisessa liitteessä esitetyt osavarmuuslukujen arvot ovat selvästi suuremmat kuin suositusarvot.

$$R_{a;d} = R_{a;k} / \gamma_a \quad (13)$$

Taulukko 7.1 Ankkuroinnin osavarmuusluvut

<i>Kestävyys</i>	<i>Merkintä</i>	<i>EN 1997-1 Suomen kansallinen liite</i>	<i>EN 1997-1 Suositusarvo</i>
Tilapäinen	$\gamma_{a,t}$	1,25	1,1
Pysyvä	$\gamma_{a,p}$	1,5	1,1

Standardin EN 1993-5 mukaan ankkurointipituus tulee valita siten, että maa-aineksen murtumaa tai tartuntamurtoa ei tapahdu ennen ankkurin laskennallista myötäämistä. Tämä ankkurointipituus lasketaan EN 1997-1 mukaan. Ideologia on ristiriidassa standardin EN 1997 kanssa, sillä se puolestaan vaatii ankkurointikapasiteetin olevan suurempi kuin teräksen vetokapasiteetin. Ankkurin myötääminen on sitkeä murtotapa. Ankkuroinnin pettäminen on kalliossa murtotapana hauras. Sillä sitkeä myötötapa on helpommin havaittavissa ennen murren varsinaista tapahtumista, valitaan näistä mitoitustavoista se, joka johtaa sitkeään murtotapaan. Näin ollen mitoituksessa noudatetaan standardia EN 1993-5, jonka mukaan ankkurointikapasiteetin on aina oltava suurempi kuin ankkurin rakenteellinen vetokapasiteetti. Ankkuroinnin ulosvetokestävyys voidaan määrittää joko kokeellisesti koekuormituksin tai laskennallisesti. Tässä diplomityössä keskitytään määrittämään ankkurointi laskennallisesti. Murtorajatilassa mitoitettun ankkuroinnin ulosvetokestävyysmitoitussarvo  $R_{a;d}$  on täytettävä seuraava rajaehto kaavan (14) mukaan (EN 1997-1).

$$P_d \leq R_{a;d} \quad (14)$$

jossa

$P_d$  ankkurointikuorman mitoitussarvo joka on määritetty tilanteen mukaan joko käyttörajatilassa tai murtorajatilassa

RIL Pohjarakenteet (RIL 166 1986) mukaan ankkurin tartuntaosan minimipituus on vähintään 3 m. RIL:n esittämä rajan perustuu lähteeseen (Hanna 1982). Myös (Xanthakos 1991) mukaan useimmat suunnittelustandardit vaativat 3 metrin tartuntapituuden työmaaolosuhteissa ja 2 metrin tartuntapituuden tehdasolosuhteissa. PTI:n mukaan tartuntapituuden järkevä yläraja on 10 m. PTI:n mukaan noudatettaessa tartuntapituuden ala- ja yläraja-arvoja, voidaan jännitysten olettaa siirtyvän oletetulla tavalla (PTI 2004). Lähteen mukaan yli tartuntapituuden ylittäessä 10 m rajan, muuttuu voiman siirto epätehokkaaksi. Ja ankkuroinnin suunnittelu kannattaa järjestää toisin. Nämä ovat kuitenkin suosituksia, eivätkä velvoittavia ohjeita. Kotimaisista lähteistä ei ole löytynyt vastaavia yläraja-arvoja.

### 7.6.1 Tartunta juotos-ankkurirajapinnalla

Suomalaiset standardit eivät tarkalleen määritä, miten ankkuroinnin ulosvetokestävyys juotoksen ja jänteen välisellä rajapinnalla tulisi laskea. Tartuntapituuden laskenta rajapinnassa on suoritettu noudattaen ohjeita ankkuroitujen jännebetoniterästen ankkurointiin EN 1992 esitetyllä menetelmällä. EN 1992-1 esittää kaavat tartuntapituuden laskeamiseen tartuntajänteille ja raudoitettangoille. Käytettävä menetelmä valitaan ankkurityypin mukaan. Tartuntajännitys mitoitetaan murtorajatilassa.

Juotetun kallioankkurin toiminta perustuu tartunnan muodostumiseen jänteen ja juotoksen välillä. Tämä jännitys jakauma oletetaan tasan jakautuneeksi jänteen tartuntapituuden matkalla. Tämä on yksinkertaistus, mutta se on todettu hyvin toimivaksi kuten ala-



luvussa 6.2 esitetty (Littlejohn & Bruce 1977). Tartuntalujuuden mitoitusarvo riippuu jänteen pinnan ominaisuuksista, betonin vetolujuudesta ja ympäröivän betonin tartunnan muodostumisolosuhteista. Tartunnanmuodostumisolosuhteet riippuvat teräsbetonirakenteilla betonipeitteestä, poikittaisraudoituksesta ja poikittaisesta puristuksesta. Kallio-ankkurien tapauksessa tartunnan muodostuminen riippuu pääasiassa porareian ominaisuuksista, kuten betonipeitteestä, sekä valutapahtumasta ja juotoksen leviämisestä. Maassa juotosmassa pysyy kosteana, jolloin jälkihoito on hyvä, mikä edesauttaa tartunnan kehittymistä.

Käytettäessä puristettuja ankkureita eli ankkurointiosalla varustettuja ankkureita, ankkureiden tartuntaa ei määritetä. Puristuskappaleen oletetaan siirtävän kaiken vetovoiman juotokselle. Tartunnan osuutta voiman siirrosta ei siis hyödynnetä tällä ankkurityypillä (EN 1993-5). Näissä tapauksissa tartuntajännitys jätetään hyödyntämättä ja voima siirretään juotokselle pelkällä ankkurointiosalla. Nämä teräksiset kuormaa siirtävät osat mitoitetaan standardin EN 1993-1 mukaisesti. Mitoituksessa huomioidaan, että ankkurointiosa ja juotos kestävät ankkuroinnin kuormitukset.

### *Tartuntapituus tangolle*

Kun ankkuritanko on harjatankoa vastaava muotoiltu tanko, noudatetaan laskennassa standardia EN 1992-1. Jänteen ja juotoksen välinen tartuntalujuus lasketaan EN 1992 mukaan kaavan (15) mukaisesti. Kaava huomioi betonin leikkauslujuuden, tartuntaolosuhteet sekä jänteen koon vaikutuksen tartunnan syntyyn.

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (15)$$

jossa

$\eta_1$	kerroin, joka huomioi tartuntaolosuhteet. Lukuarvot ovat $\eta_1 = 1,0$ hyvissä tartuntaolosuhteissa ja $\eta_1 = 0,7$ kun hyviä tartuntaolosuhteita ei voida todentaa.
$\eta_2$	kerroin, joka riippuu tangon koosta seuraavasti: $\eta_2 = 1,0$ kun $\phi \leq 32$ mm ja $\eta_2 = (132 - \phi)/100$
$f_{ctd}$	juotoksen vetolujuuden mitoitusarvo

Standardin mukainen ankkurointipituudelta vaadittava perusarvo  $l_{b,rqd}$  lasketaan tangoille kaavan (16) mukaisesti. Vaadittava perusarvo on standardin EN 1992 mukaan voimaa  $A_s \sigma_{sd}$  vastaava voima. Sillä standardin EN 1997 mukaan tartuntapituus tulee mitoittaa sellaiseksi, ettei ankkurin vetomurtoa synny, korvataan kaavan mitoitusjännitys  $\sigma_{sd}$  jänteen myötölujuudella  $f_y$ . Kaavaa sieventämällä huomataan, että se pohjautuu tasaiseen jännitys jakaumaan rajapinnassa. Kaava siis vastaa kallion ja juotoksen rajapinnassa suoritettua laskentaa.

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(f_y/f_{bd}) \quad (16)$$

jossa

$\phi$	ankkuritangon halkaisija
--------	--------------------------

$f_y$	tangon myötöjännitys
$f_{bd}$	tartuntalujuus ankkurin ja juotoksen rajapinnalla

Vaadittavan ankkurointipituuden avulla lasketaan ankkurointipituuden mitoitusarvo  $l_{bd}$  kaavan (17) mukaan. Standardi EN 1992-1 on kehitetty raudoitteiden ja jänneterästen suunnittelua varten. Näin ollen ankkuroinnin kaavat ottavat huomioon myös poikittais-raudoituksen ja muita tekijöitä ankkurointipituuden laskentakaavoissa. Kun kyseessä on kallioankkurin tartunta, yksinkertaistuvat  $\alpha$ -kertoimet yhdeksi  $\alpha_i$ -kertoimeksi. Näin ollen kallioankkurin tartuntapituuden mitoitusarvo vastaa tartuntapituuden vaadittua arvoa.

$$l_{bd} = \alpha_i l_{b,rqd} \quad (17)$$

jossa

$\alpha_i$	kerroin tangon ja raudoituksen ominaisuuksien mukaan, kallioankkuroinnin tapauksessa voidaan käyttää arvoa $\alpha_i = 1,0$
------------	---

Jos kyseessä on kierretanko, ei tartunnan muodostuminen tapahdu vastaavasti kuten harjatangon tapauksessa. Laskennassa on huomioitava betonin leikkautuminen kierteiden ulkopinnassa, sillä harjaksiin kohdistuvia betonin puristusjännityksiä ei synny. Tällöin ei voida käyttää edellä määritettyä tartuntalujuuden arvoa. Tartuntapituuden laskenta suoritetaan vastaavasti kuin eurokoodin mukainen harjatangon laskenta korvaamalla tartuntalujuus betonin leikkauskestävyydellä. Leikkauslujuuden likimääräistyksenä käytetään betonin vetolujuutta  $f_{ctd,0.05}$ . Tämä arvio vastaa hyvin lähteessä (Littlejohn & Bruce 1977) esitettyjä tartuntalujuuden arvoja kallioankkurille. Tämä laskenta vastaa myös käytöstä poistuneen Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaista laskentaa sileän tangon tartuntakapasiteetille (RakMk B4 2009). On perusteltu oletus, että kierretangon tartunta on parempi kuin sileän tangon tartunta. Laskennan voidaan näin ollen olettaa olevan varman puolen arvio tartunnan kehittymiselle.

$$l_{b,rqd} = (d_t/4)(f_y/f_{ctd,0.05}) \quad (18)$$

jossa

$d_t$	ankkurin kierteen ulkohalkaisija
-------	----------------------------------

### ***Tartuntapituus tartuntajänteelle***

Tartuntajännitys  $f_{bpt}$  tartuntajänteen ja juotoksen rajapinnassa määritetään EN 1992-1 mukaan kaavan (19) mukaisesti. Kaavan (19) mukainen tartuntalujuuden arvo riippuu käytetystä jänteestä, tartuntaolosuhteista ja juotoksen vetolujuudesta. Kallioankkurin olosuhteissa tartuntaolosuhteiden voidaan olettaa olevan hyvät, sillä kallion sisällä juotos pysyy kosteana ja jälkihoidon voidaan olettaa olevan hyvä. Kaavan (19) kertoimissa voidaan käyttää myös eurooppalaisen teknisen hyväksynnän mukaisia arvoja.

$$f_{bpt} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \quad (19)$$

jossa

$\eta_{p2}$	kerroin, jonka avulla otetaan huomioon jänneteräksen tyyppi ja tartuntaolosuhteet ankkuroinnin kohdalla. Lukuarvot ovat $\eta_{p2} = 1,4$ kuviopintaisille langoille ja $\eta_{p2} = 1,2$ 7-lankaisille punoksille.
$\eta_1$	kerroin, joka huomioi tartuntaolosuhteet. Lukuarvot ovat $\eta_1 = 1,0$ hyvissä tartuntaolosuhteissa ja $\eta_1 = 0,7$ kun hyviä tartuntaolosuhteita ei voida todentaa.
$f_{ctd}$	juotoksen vetolujuuden mitoitusarvo

EN 1992 jännitetyllä betonirakenteella tulee todentaa, että tartuntajänne kykenee siirtämään esijännitysvoima sitä ympäröivälle betonille ja että murtorajatilan maksimikuorma kyetään ankkuroimaan täysin. Esijännitysvoiman siirtyminen tarkistetaan standardin EN 1992-1 mukaisesti kaavan (20) mukaan laskemalla siirtymäpituuden perusarvo  $l_{pt}$ . Kallioankkurilla murtorajatilan kuormitus voi hetkellisesti ylittää esijännityksen. Siksi jännityksenä käytetään kaavassa ankkurin mitoituskuormaa.

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pmax} / f_{bpt} \quad (20)$$

jossa

$\alpha_1$	kerroin, jonka arvo on 1,0 kun jännevoiman siirto tapahtuu hitaasti ja 1,25 kun jännevoiman siirto tapahtuu nopeasti. Kallioankkuroinnissa jännevoiman siirto tapahtuu hitaasti eli $\alpha_1 = 1,0$ .
$\alpha_2$	kerroin, jonka arvo on 0,25 kun jänneteräksen poikkileikkaus pyöreä ja 0,19 kun käytetään 3- ja 7-lankaisia punoksia
$\phi$	jänneteräksen minimihalkaisija
$\sigma_{pmax}$	ankkurin mitoitusjännitys

Siirtymäpituuden mitoitusarvo  $l_{pt}$  johdetaan perusarvosta. Arvoa  $l_{pt2}$  käytetään murtorajatilan tarkasteluissa kuten leikkaus- ja ankkurointitarkastelussa. Standardin EN 1992-1 mukaan, jänneelle tulee laskea vaadittava tartuntapituus  $l_{bpd}$ , jos betonipoikkileikkauksessa syntyy jännityshäviöiden johdosta halkeilua. Tämä tilanne ei ole kallioankkuriratkaisussa mahdollinen, joten tilannetta ei ole tarpeen huomioida. Näin ollen vaadittava tartunta pituus vastaa siirtymäpituuden mitoitusarvoa. Tartuntapituuden mitoitusarvo  $l_{bpd}$  lasketaan kaavan (21) mukaan.

$$l_{bpd} = l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (21)$$

## 7.6.2 Tartunta kallio-juotosrajapinnalla

Myös juotoksen ja kallion välinen jännitys jakauma oletetaan tasan jakautuneeksi. Ulosvetokapasiteetti juotoksen ja kallion rajapinnassa määräytyy porareian halkaisijan, tartuntapituuden sekä kallion ja juotoksen ominaisuuksien perusteella. Juotoksen vapaa-kappalekuva on esitetty kuvassa 7.4. Ankkurin ulosvetokestävyys  $R_{a,rg;k}$  saadaan lasketua kaavan (22) mukaisesti. Kaavaan sisältyvät seuraavat oletukset:

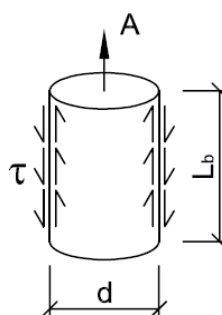
- Voiman siirto juotokselta kalliolle on tasainen juotoksen tartuntapituuden matkalla.
- Porareiän halkaisija on sama kuin juotossylinterin halkaisija.
- Murtuminen tapahtuu liukumana juotoksen ja kallion sileällä rajapinnalla tai leikkautumalla rajapinnan läheisellä vyöhykkeellä rosoisen juotoksen ja kallion rajapinnalla.
- Sidos juotoksen ja kallion kontaktipinnalla osalla jänteen tartuntapituutta ei saa pettää.
- Tartuntapituuden matkalla ei ole epäjatkuvuuksia tai heikkoja kohtia, jotka muuttavat murtumistapahtumaa.

$$R_{a;rg;k} = \pi D L_b \tau_k \quad (22)$$

jossa

$D$  juotossylinterin halkaisija

$\tau_k$  juotoksen ja kallion välinen tartuntalujuus



Kuva 7.4 Juotoksen vapaakappalekuva

Suunnittelussa tartuntalujuutena voidaan käyttää joko kirjallisuuden arvoja tai käytettävät tartuntalujuuden arvot voidaan todentaa laboratoriokokein. Tartuntalujuudelle on kirjallisuudessa esitetty arvoja eri kivilajeille (esim. (PTI 2004) ja (RIL 166 1986)). Kirjallisuudessa on annettu arvoja tartuntalujuudelle, mutta niiden antamat arvot ovat usein epätarkkoja. Useimmiten annetaan lujuuden minimiarvo ja maksimiarvo, josta suunnittelija valitsee tartuntalujuuden. RIL Pohjarakenteet (RIL 166 1986) esittää injektiolaastin ja porareiän välisen seinämän tartuntalujuuden arvoina käytettäväksi taulukon 7.3 arvoja.

Taulukko 7.2 Injektiolaastin ja porareiän seinämän välinen tartuntalujuus (RIL 166 1986)

Kivilaji	Tartuntalujuus $\tau_k$ (MPa)
Graniitti	2,0 ... 5,0
Hiekkakivi	0,5 ... 2,0
Kalkkikivi	1,0 ... 3,0

Kun tarkka tartuntajännitys ei ole tunnettu, PTI:n mukaan kapasiteetille voidaan käyttää arvoa 10 % kallion puristuskapasiteetin arvosta (PTI 2004). Kapasiteetin ylärajana käytetään kuitenkin arvoa  $\tau_{ult} = 4,2 \text{ N/mm}^2$ . Mikäli käytettävissä olevat lähtöarvot ovat vaajaat ja joudutaan käyttämään kyseistä menetelmää, tulee käyttää korotettua varmuusker-toimen arvoa. Laskenta ei huomioi kalliossa olevaa halkeilua tai sen epäjatkuvuuksia. Valittua kallion tartuntalujuuden arvoa verrataan käytetyn juotosmassan leikkauslujuu-teen ja valitaan näistä arvoista pienempi vastaamaan tartuntalujuutta juotoksen ja kallion välisessä rajapinnassa.

### 7.6.3 Jänteen vapaa pituus

Hyväksyntäkokeen yhteydessä jänteen vapaan pituuden toimivuus tulee tarkistaa stan-dardin EN 1537:2013 mukaisesti. Jänteen vapaa pituus  $L_{free}$  takaa, että tarvittavat muo-donmuutokset pääsevät tapahtumaan. On tärkeää, että vapaa pituus on suojattu kor-roosiolta siten, että jänne säilyy suojattuna myös näiden muodonmuutosten tapahduttua.

Kotimaiset suunnitteluohjeet eivät määrittele minimi- tai maksimiarvoja jänteen vapaal-le pituudelle. Suunnittelun sujuvoittamiseksi minimirajojen määrittely on kuitenkin käy-tännöllistä. Vapaalle pituudelle annetaan suunnittelussa minimimitat ja niiden täyttymi-nen tarkistetaan asennuksen jälkeen. Testaaminen tapahtuu koejännityksestä saatujen venymätietojen mukaisesti. Muun muassa PTI suosittelee tiettyjen minimipituuksien täyttämistä. Nämä pituudet pyrkivät ehkäisemään jännityshäviöistä aiheutuvat haitat (PTI 2004). PTI:n ohjeet eivät kuitenkaan ole Suomessa velvoittavia, mutta niitä voi-daan käyttää suuntaa antavina ohjeina. PTI:n antamat raja-arvot ovat seuraavat:

Jännepunos	$L_{free,max} = 4,5 \text{ m}$
Tanko	$L_{free,max} = 3,0 \text{ m}$

## 7.7 Esijännitysvoiman määrittäminen

Kallioankkuroidun tuulivoimaperustuksen kallion ja perustuksen välisen rajapinnan tulee olla puristettu kaikissa kuormitustapauksissa käyttörajatilan kuormitusyhdistelmäl-le. Tämä ehto toteutuu kun määritetään kallioankkureiden esijännitysvoima  $P_0$  oikealle tasolle. Kun ankkureiden esijännitysvoima on riittävän suuri, saadaan ankkureiden muodonmuutokset pidettyä hyväksyttävällä tasolla (Wyllie 1999). Lisäksi riittävän suu-rella esijännitysvoimalla kallio pysyy käyttörajatilassa puristettuna, eikä jännityksen suunnan muutoksia synny. Esijännitettyjen kallioankkureiden toiminta perustuu ankku-rien jännittämiseen siten, että käyttörajatilassa ankkurille kohdistava ulkoinen kuormitus ei ylitä esijännitysvoimaa. Riittävää esijännitysvoimaa käyttämällä varmistutaan, että ankkurointikestävyys käyttörajatilan olosuhteissa toteutuu hyväksyttävillä ankkuripään siirtymillä (EN 1997-1). Tuulivoimalan tapauksessa käytetään normaalikäyttötilan kuormituksia käyttörajatilassa ja lasketaan ankkurin maksimikuormitus. Ankkurin esi-jännityksen on oltava suurempi tätä voimaa koko käyttöikänsä ajan. Näin ollen myös

ajasta riippuvat jännityshäviöt  $\Delta P$  on huomioitava. Tästä saadaan kallioankkurin minimijännitys  $P_{0min}$ . Minimijännityksen on siis toteutettava kaavan (23) yhtälö.

$$P_{0min} \geq P_k \quad (23)$$

Esijännityksen määrittämisessä huomioidaan jännityshäviöt, siten että riittävä esijännityksen taso säilyy. Lopullinen ankkurointivoima on se voima, jossa on huomioitu välittömästi tapahtuvat jännehäviöt. Välittömästi jännittämisen jälkeen vaikuttava alkujännevoima  $P_{m0}$  saadaan vähentämällä vallitsevasta ankkurointivoimasta  $P_0$  jännevoiman alkuhäviöt  $\Delta P_i$  kuten kaavassa (24).

$$P_{m0}(x) = P_0 - \Delta P_i \quad (24)$$

Lopullisen ankkurointivoiman jälkeen tapahtuu vielä ajasta riippuvia jännehäviöitä. Jänneteräkselle lasketaan keskimääräinen jännityksen arvo, joka vastaa jännityksen arvoa kaikkien jännityshäviöiden tapahduttua. Keskimääräinen jännityksen arvo voidaan laskea kaavalla (25). Tämä arvo vastaa kallioankkurin esijännityksen minimiarvoa käyttörajatilassa  $P_{0min}$ .

$$P_{0min} = P_0 - \Delta P_i - P_{c+s+r} \quad (25)$$

RIL 207-2009 toteaa myös, että esijännitysvoima voi olla edellä mainittuja arvoja pienempi, jos aiheutuneet suuremmat muodonmuutokset voidaan hallita. Todetaan kuitenkin, että tuulivoimalaperustuksissa tulee pitäytyä vaadittavissa esijännitysrajoissa, jotta voimalan toiminta ei häiriöidy.

Ankurijänteen jännitettävä jännitysvoiman arvo  $P_0$  haetaan väliltä  $P_{0min}$  ja  $P_{0max}$ . Ankurit esijännitetään hyväksyntäkokeen jälkeen. Jättövoima ei saa vaikuttaa ankkurin päässä kykyyn siirtää voimia adapterilevylle. Kallioankkureiden jänteen esijännitysvoimalle on esitetty yläraja standardissa EN 1537:1999. Sen esittämä ankurijänteen esijännityksen ylärajan  $P_{0max}$  arvo on  $0,6 \cdot P_{tk}$ . Jossa  $P_{tk}$  on jänteen ominaismurtokapasiteetti. Standardin uudempi ja voimassa oleva versio EN 1537:2013 ei kuitenkaan enää määritä jättöjännityksen ylärajaa. Myös jännitetyille betonirakenteille määritellään jättöjännityksen yläraja. Vaikka rakenteet ovat keskenään varsin erilaiset, voidaan olettaa että pitäytyminen myös näiden rajojen sisäpuolella on järkevää. Standardin EN 1992-1 suurin jännittämisvoima lasketaan kaavan (26) mukaan. Voima  $P_{0max}$  on jänteen aktiivisessa päässä vaikuttava voima, joka vaikuttaa jännittämisen aikana.

$$P_{0max} = A_p \sigma_{p,max} \quad (26)$$

jossa

$A_p$  jänteen poikkileikkausala

$\sigma_{p,max}$  jänteeseen vaikuttava suurin jännitys, kaavan (27) mukaan

$$\sigma_{p,\max} = \min(k_1 f_{pk}; k_2 f_{p,0,1,k}) \quad (27)$$

jossa

$k_1$  ja  $k_2$  Kerroin, esitetty kansallisessa liitteessä. Suomen kansallisessa liitteessä arvot vastaavat suositusarvoja  $k_1 = 0,8$  ja  $k_2 = 0,9$ .

$f_{pk}$  jänteen murtolujuus

$f_{p,0,1,k}$  jänteen 0,1-rajaa vastaava lujuus

## 7.8 Jännityshäviöiden määrittäminen

Jännitettyihin kallioankkureihin syntyy jännityshäviöitä eri tekijöiden vaikutuksesta. Osa häviöistä tapahtuu välittömästi, osa häviöistä on ajasta riippuvia. Seuraavat tekijät aiheuttavat ankkureihin välittömiä jännityshäviöitä  $\Delta P_i$ : kitka  $\Delta P_\mu$ , betonin kimmoisen kokoon puristuminen  $\Delta P_{el}$ , ankkurointiliukuma  $\Delta P_{sl}$  sekä tartuntajännerakenteissa relaxsaatio ennen laukaisuhetkeä  $\Delta P_r$ . Lisäksi huomioidaan ajasta riippuvat jännehäviöt  $\Delta P_{c+s+r}$ , jotka kertyvät pitemmän ajan kuluessa. Ne johtuvat betonin kutistumasta ja viirumasta sekä jänneteräksen relaxsaatiosta. Jännityshäviöistä huomioidaan ne häviöt, jotka kulloinkin tulevat rakenteessa kyseeseen. Kun kyseessä on kallioankkurointi, eikä tavanomainen jännitetty betonirakenne, ei kaikki edellä lueteltuja ankkurijänteiden häviöitä ole tarpeen määrittää. Edellisten lisäksi on huomioitava kallion muodonmuutoksista johtuvat jännityshäviöt. Ankkurointia koskevissa EN-standardeissa ei oteta kantaa jännityshäviöiden laskentamenettelyyn. Seuraavissa alaluvuissa esitetty jännityshäviöiden laskenta perustuu standardiin EN 1992-1, Betonirakenteiden suunnittelu.

### *Ankkurin jännevoiman alkuhäviöt*

Muun muassa jänteen suunnan muutoksista aiheutuu kitkaa jänteen ja suoja putken välille. Kallioankkureita ei asenneta tarkoituksella kaareviksi, joten kitkahäviöitä ei synny ankkurin suunnan muutoksesta. Pientä kitkahäviötä voi kuitenkin syntyä jänteen pienistä tahattomista taipumista johtuen. Jännevoiman kitkahäviö  $\Delta P_\mu$  lasketaan EN 1992-1 mukaan seuraavasti kaavan (28) mukaan. Standardin mukaisessa kaavassa ankkurijänteen suunnan muutosten summa  $\theta$  on kallioankkurin tilanteessa tyypillisesti nolla, sillä ankkurit ovat suoria. Näin ollen häviöitä aiheuttaa ainoastaan tekijä  $k$ , eli ankkurijänteen aaltoisuusluku, joka aiheutuu jänteen tahattomista taipumista.

$$\Delta P_\mu = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (28)$$

jossa

$\theta$  ankkurijänteen suunnan muutosten summa radiaaneina. Kallioankkureille tyypillisesti  $\theta = 0,0$ .

$\mu$  jänneteräksen ja sen suoja putken välinen kitkakerroin

$k$  aaltoisuusluku

$x$  etäisyys ankkurin aktiivisesta päästä

Kitkakerroin riippuu jänteen ja sen suoja putken keskinäisistä ominaisuuksista. Kitkakerroin  $\mu$  ja aaltoisuusluvun  $k$  arvot esitetään asianomaisessa eurooppalaisessa teknis-

sä hyväksynnässä. Jos hyväksyntää ei ole käytettävissä EN 1992-1 määräämä aaltosuusluku tulee olla välillä  $0,005 < k < 0,01$  metriä kohti. EN 1992-1 mukaiset kitkaker-toimen arvot vaihtelevat välillä 0,17–0,65 riippuen jännetyypistä.

Betonin välittömästä muodonmuutoksesta aiheutuu jännityshäviöitä  $\Delta P_{el}$  ankkureille. Jännevoiman häviö määritetään siten, että jänneterästen jännitysjärjestys tulee huomioon otetuksi. Jos häviö otetaan huomioon jännittämissuunnitelmassa, sitä ei tarvitse huomioida muuta laskentaa tehtäessä. Mikäli betonijalustan korkeus on merkittävä, sen elastisesta kokoon puristumasta aiheutuva jännityshäviö lasketaan standardin EN 1992-1 esittämällä tavalla.

Ankkurointihäviöt  $P_{sl}$  aiheutuvat liukumasta jännteessä, joka tavanomaisesti tapahtuu välittömästi jännittämisen jälkeen. Liukumaa voivat aiheuttaa ankkurien kiilojen liukuminen, ankkurien toiminta jännittämisen jälkeen sekä ankkurin muodonmuutokset. Tämä välitön häviö otetaan laskennassa huomioon käyttöselosteen määritysten mukaan.

### ***Ankkurin ajasta riippuvat jännehäviöt***

Ankkurin ajasta riippuvat pitkäaikaiset jännityshäviöt lasketaan edellä esitettyjen kaavojen mukaisesti. EN 1992-1 mukaan yksinkertaistetussa likimääräisessä laskelmassa pitkäaikaiset jännityshäviöt voidaan myös huomioida jännevoiman pienennyskertoimella 0,8.

Jänneteräksessä tapahtuvia ajasta riippuvia jännehäviöitä ovat betonin viruman ja kutistuman aiheuttamat muodonmuutokset sekä relaksaation aiheuttama jännityksen aleneminen. Myös juotoksen viruma on mahdollista, mutta useimmissa tapauksissa sen vaikutus ei ole merkittävä (Xanthakos 1991). Eurokoodi ei esitä vaatimusta juotossementin aiheuttamalle jännityshäviöiden tarkastelulle.

### ***Ankkurijänneen relaksaatiohäviö***

Standardin EN 1992-1 mukaan jänneteräksen relaksaatiohäviö saadaan valmistajien koetodistuksista. Jos relaksaatiohäviö kuitenkin määritellään prosenttiosuutena jännittämishetkenä vallitsevasta jännityksestä, määritellään se kaavojen (29)–(31) mukaan. Kaavoista saadaan jännityksen relaksaatiohäviöiden itseisarvo  $\Delta\sigma_{pr}$  suhteessa jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen itseisarvoon  $\sigma_{pi}$ . Jännittämishetkellä vallitseva jännityksen arvo on se jännityksen arvo josta jännityksen alkuhäviöt on vähennetty, siis voimaa  $P_{m0}$  vastaava jännitys. Relaksaatiohäviöt lasketaan relaksaatioluokittain. Luokkaan 1 kuuluvat langat ja punokset joissa tapahtuu tavanomainen relaksaatio. Pienen relaksaation omaavat jänneet kuuluvat luokkaan 2. Kuumavalssatut ja muokatut tangot kuuluvat luokkaan 3. Käytetyn ankkurijännetyypin mukaan valitaan käytettävän luokan relaksaatiohäviökaava.

$$\text{Luokka 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39\rho_{1000}e^{6,7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad (29)$$



$$\text{Luokka 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad (30)$$

$$\text{Luokka 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5} \quad (31)$$

joissa

t jännittämisen jälkeinen aika tunteina

$\mu$   $\sigma_{pi}/f_{pk}$ , jossa  $f_{pk}$  on vetolujuuden ominaisarvo

$\rho_{1000}$  relaksaatiohäviön arvo (%) 1 000 tuntia jännittämisen jälkeen ja lämpötilan ollessa keskimäärin 20 °C

Mitoituslaskelmissa käytetään relaksaatiohäviöiden perustana arvoa  $\rho_{1000}$ . Tämä arvo vastaa 1000 tunnin aikana tapahtuvaa relaksaatiohäviötä 20 °C lämpötilassa. Relaksaatiohäviön  $\rho_{1000}$  arvoiksi voidaan olettaa luokassa 1 8 %, luokassa 2 2,5 % ja luokassa 3 4 %. Ensisijaisesti nämä arvot saadaan kuitenkin valmistajan koetuloksista.

### ***Betoniperustuksen kutistuminen ja viruma***

Perustuksen betonisen jalustan kutistuminen ja viruminen aiheuttavat ankkurijänteeseen jännehäviöitä. Luonnollisesti häviöiden suuruus riippuu jalustan korkeudesta suhteessa ankkurien kokonaispituuteen. Betoniperustuksen korkeus on huomattavasti pienempi kuin ankkureiden kokonaispituus, joten voidaan olettaa että sen osuus kokonaisjänneshäviöistä ei ole kovin suuri. Kutistuman suuruus pienenee betonin lujuuden kasvaessa. Kutistuma lasketaan standardin EN 1992-1 mukaisesti. Samalla huomioidaan betonin viruma. Mitoituslaskelmissa lasketaan betonin muodonmuutokset, joiden avulla lasketaan jänneteräksen jännehäviö.

### ***Kallion muodonmuutoksista johtuvat jännityshäviöt***

Eurokoodi ei esitä vaatimuksia kallion muodonmuutoksista aiheutuvien jännityshäviöiden laskentaan. EN 1997-1 mukaan kalliolle perustetun perustuksen painuma voidaan arvioida kalliomassan luokitukseen liittyvän vertailukelpoisen kokemuksen perusteella. Tässä diplomityössä tehdyn kirjallisuustutkimuksen perusteella kallion muodonmuutoksien vaikutusta jännityshäviöihin ei ole tutkittu paljoa tai sitä ei pidetä merkittävänä. Voidaan kuitenkin olettaa, että kallion muodonmuutokset voivat aiheuttaa kallion painumista ja näin ollen myös jännityshäviöitä. Lisäksi voidaan olettaa, että nämä muodonmuutokset ovat sitä suurempia mitä rikkoutuneempi kallio on. Aihetta tulisi jatkossa tutkia enemmän, jotta kallion muodonmuutosten vaikutukset voitaisiin huomioida suunnittelussa paremmin.

## 7.9 Betonijalustan suunnittelu

Betonijalustan tarkempi eurokoodin mukainen mitoitus on rajattu tämän diplomityön aiheen ulkopuolelle. Betoniperustus suunnitellaan EN 1992-1 mukaisesti. Betoninen jalusta tarvitaan jakamaan perustuksen kuormitukset laajemmalle alalle, jotta kallion kantokestävyys ei ylity. Pohjapaineen oletetaan jakautuvan kolmiomaisesti, siten että syvemmällä perustuksessa paine jakaantuu suuremmalle alalle. Kallion puristuskestävyyden mitoittamista on käsitelty seuraavassa alaluvussa. Kallion kapasiteetin lisäksi ympäröivien maakerrosten ja kallion pinnan sijainti vaikuttaa perustuksen korkeuteen ja kokoon. Jalusta ja sen korko suunnitellaan siten, että vaadittavat kaivumäärät pysyvät kohtuullisina.

Betonijalusta on raudoitettua teräsbetonia. Betonijalusta tulee mitoittaa paikalliselle puristukselle siten, että tornin puristuspuolen puristuskeskittymän jännitys ei ylitä betonin paikallista puristuskestävyyttä. Betonijalustan ja adapterilevyn väliin valetaan juotosvalu, joka tulee myös mitoittaa siten, että sen puristuskestävyys ei ylity. Sekä betoniperustus että juotos tulee mitoittaa myös väsymisrajaatilassa murtorajatilaa lisäksi. Betonin lujuus valitaan sellaiseksi, että murtorajatilaa lisäksi rakenne kestää myös jännevoiman siirtohetkellä.

Paikallinen puristusrasitus aiheuttaa jalustaan vetojännityksiä, jotka voivat aiheuttaa jalustan reunan lohkeamisen. Tämä halkeaminen estetään riittävällä raudoituksella ja valitsemalla betonijalustan halkaisija  $D_F$  suhteessa tornin halkaisijaan  $D_T$  riittävän suureksi. Pyöreän betonijalustan halkaisija määritetään sellaiseksi, että halkeilu saadaan estettyä järkevällä betonin raudoituksella. Lisäksi tulee todentaa, että perustuksen pinnan halkeamaleveydet ovat riittävän pienet käyttörajaatilan kuormitusyhdistelyillä. Suunnittelussa tulee huomioida betonin puristusjännitysten rajoittaminen jännevoiman siirtohetkellä.

Suunnittelussa todennetaan, että tuulivoimalatornin vaakakuormitukset siirtyvät perustukselle. Vaakavoimat siirretään perustukselle pintojen välisen kitkan avulla. Mitoituslaskelmissa määritetään, että tornin pystykuormituksilla pintojen väliin muodostuva kitkavoima on suurempi kuin rakenteeseen kohdistuva ulkoinen vaakakuormitus.

## 7.10 Kallion kantokestävyys

Puristusjännityksen tornin toiselle reunalle aiheuttaa alaluvussa 7.3 esitetty kaatava momentti, tornin pysyvät kuormat sekä kallioankkureiden esijännitys. Betoniperustuksen tehtävänä on välittää puristusjännitykset kalliolle. Kallioankkurit eivät kuitenkaan osallistu puristuskuormien välittämiseen. Betoniperustuksen tarkoitus on jakaa tornin kuormat suuremmalle alalle, niin että jännitykset kallion pinnassa saadaan laskettua hyväksyttävälle tasolle. Laskelmin perustuksen korkeus  $h_F$  määritetään sellaiseksi, että

jännityskallion pinnassa alittaa kallion geoteknisen kantavuuden. Myös edellisessä alaluvussa mainitut tekijät huomioidaan  $h_F$ :n määrittämisessä.

Murtorajatilalaskelmin osoitetaan, että tasapaino voidaan saavuttaa käyttämällä määritettyjä mitoituskuormia sekä kallion mitoituslujuuksia tai –kestävyyksiä, jotka on kalliotutkimuksin todennettu. Tarkastelussa kallion pintaan kohdistuvaa mitoituskuormaa verrataan kallion mitoituslujuuteen. EN 1997-1 mukaan kantokestävyydestä tarkasteluissa tulee tarkistaa, että kaikissa murtorajatilastoissa pätee kaavan (32) mukainen ehto. Standardin mukaan pystykuorman  $V_d$  tulee sisältää perustuksen omapaino, täyttömateriaalin paino, edulliset ja epäedulliset maanpaineet sekä ne vedenpaineet, jotka eivät ole pystykuorman aiheuttamia.

$$V_d \leq R_d \quad (32)$$

jossa

$V_d$  pystysuoran kuorman mitoitusarvo

$R_d$  kestävyuden mitoitusarvo

Kallion mitoituslujuutena käytetään arvoa, joka perustuu kalliotutkimuksissa mitattuun kallion lujuuden arvoon. RIL Geotekninen suunnittelukäsikirjan mukaisesti kallion geoteknisenä kantavuutena käyttörajatilassa voidaan pitää ehjässä kalliossa 10 MPa, hieka- ja kalkkikivikallioilla kuitenkin 5 MPa, jos tarkempia tutkimuksia ei ole suoritettu (RIL 207-2009 2009). Esisuunnitteluvaiheessa jossa tutkimuksia ei vielä ole suoritettu tulee käyttää näitä arvoja. Lopullisessa suunnitelmassa käytetään kalliotutkimuksissa saatuja kallion kantokestävyyden arvoja.

Geotekninen kantavuus on mitoitusarvo, joka on saatu huomioimalla sekä varmuus murtoa vastaan että sallitut painumat. Kun lasketaan sallittavaa painetta murtumisen puolesta, käytetään tarkastelussa varmuuskertoimia. Tarkastelussa tulee käyttää EN 1997-1 mukaisia anturaperustuksen kestävyyksien osavarmuuslukuja GEO-rajatilassa. Geoteknisestä kantavuudesta käyttörajatilassa saadaan mitoitusarvo jakamalla se kantavuuden osavarmuuskertoimella. Suomen kansallisessa liitteessä kantokestävyyden osavarmuuskertoimen arvoksi on annettu  $\gamma_{R,v} = 1,55$ .

## 7.11 Korroosiosuojaus

Esijännitettyjen ankkureiden korroosiosuojauksessa noudatetaan standardia EN 1537:2013. Tässä alaluvussa esitetyt ohjeet korroosiosuojauksesta perustuvat tähän standardiin. Korroosiota aiheuttavia ympäristöolosuhteita ei pystytä määrittämään riittävällä tarkkuudella, jotta korroosion etenemisnopeus voitaisiin määritellä laskennallisesti riittävän tarkasti. Tämän takia suunnittelussa käytetään rakenteen käyttöikä ja ympäristön olosuhteisiin perustuvaa suojauksen tasoa. Standardin mukaan pysyviksi ankkureiksi luokitellaan kaikki ankkurit, joiden käyttöikä on yli kaksi vuotta. Sillä tuulivoimalan käyttöikä on yleisesti vähintään 20 vuotta, ovat kaikki perustuksen ankkurit

pysyviä ankkureita. Tästä syystä tässä diplomityössä ei käsitellä väliaikaisten kallioankkureiden korroosiosuojausta.

Korroosiosuojauksen on oltava riittävä ja yhtenäinen siten, että suojaus on täydellinen ankkurin päästä porareian pohjaan asti. Kaikki ankkurin kanssa kosketuksissa olevat osat tulee suojata korroosiolta asianmukaisesti niin, että ne säilyvät suunnitellun käyttöiän. Käytettävät ankkurin osat eivät saa vahingoittaa janteen korroosiosuojaa. Mikäli maaperän tiedetään olevan aggressiivinen ja rakenteiden olevan tavanomaista alttiimpia korroosiolle, tulee korroosiosuojauksen tasoa lisätä.

### **7.11.1 Vaadittava korroosiosuojauksen taso ankkurin eri osissa**

Pysyvillä kallioankkureilla vähimmäiskorroosiosuojavaatimus on yksi yhtenäinen suojaava kerros janteen ympärillä. Kerros ei saa vahingoittua tai menettää suojauskykyään suunnitellun käyttöiän aikana. Kuitenkin kun suojaavia kerroksia on vain yksi, tulee tämän kerroksen toimivuus todentaa jokaisen ankkurin kohdalla. Kerroksen toimivuus tulee todentaa jännitetyssä ja jännityksettömässä tilassa. Toinen vaihtoehto on asentaa kaksi korroosiolta suojaavaa kerrosta siten, että jos toinen kerros vahingoittuu asennuksen aikana, toinen kerros säilyy yhä suojaavana. Toisen kerroksen ensisijainen tehtävä on suojata ensimmäistä korroosiosuojaskerrosta asennuksen ja varastoinnin aikana. Korroosiosuojakerros voi olla esimerkiksi pinnoite, muovinen suojaputki, teräksinen suojaputki tai tehdasolosuhteissa valettu juotos. (EN 1537:2013)

#### ***Korroosiosuojaus ankkuripäässä***

Ankkuripäähän asennetaan metallinen suojakupu, jonka vähimmäisseinämäpaksuus on 3mm. Kupu tulee olla sinkitty tai muuten käsitelty siten, ettei syöpymistä pääse tapahtumaan. Vaihtoehtoisesti metallikuvun sijaan voidaan asentaa jäykkä muovikupu, jonka vähimmäisseinämäpaksuus on vastaavasti 5mm. Täydellisen suojan takaamiseksi suojakupu täytetään sementti- tai hartsijuotoksella. (EN 1537:2013)

#### ***Korroosiosuojaus ankkuripään ja vapaan pituuden välillä***

Korroosiosuojauksessa on tärkeää huomioida siirtymä ankkurin ulkoisen pään ja vapaan pituuden välillä. Korroosiosuojaus tällä välillä voidaan aikaan saada suojaputkella, joka tiivistetään kiinni aluslevyyn. Tämä suojaputki asennetaan limittäin janteen vapaan pituuden suojaputken kanssa. Käytetty putki voi olla joko terästä tai muovia. Muoviset putket tiivistetään sopivalla massalla. Teräsputket voidaan hitsata kiinni toisiinsa. Putki täytetään korroosiota suojaavalla aineella, kuten sementti- tai hartsijuotoksella. (EN 1537:2013)

#### ***Korroosiosuojaus ankkurin vapaalla pituudella***

Korroosiosuojajärjestelmä tulee aiheuttaa mahdollisimman vähän kitkaa janteen pintaan ja sen tulee mahdollistaa janteen muodonmuutokset janteen vapaalla pituudella. Yleisesti ottaen korroosiosuojaus vapaalla pituudella vaatii suojausjärjestelmän, joka ei muodosta tartuntaa janteen pintaan. Tämä toteutetaan esimerkiksi tiiviillä suojaputkella,

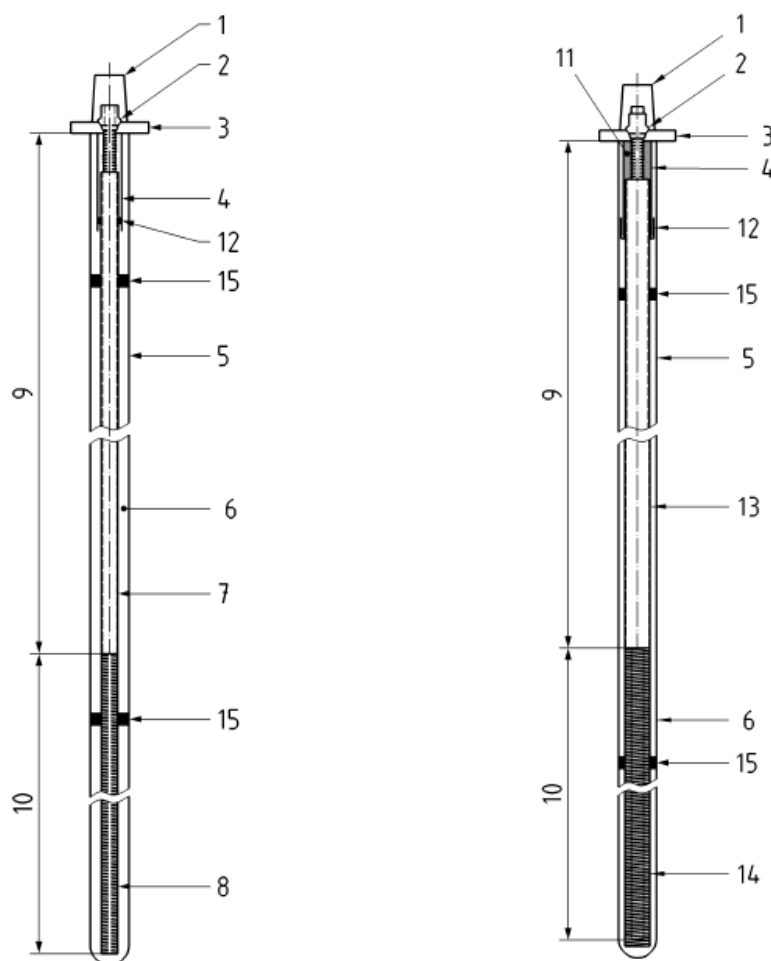
joka täytetään korroosiolta suojaavalla aineella kuten rasvalla tai öljyllä. Suojaputki tiivistetään päistään siten, että vesi ei pääse tunkeutumaan putken sisään. Suojaputki on joko terästä tai muovia. Pysyvissä jännepunokallioankkureissa jokainen jänne suojataan erikseen suojaputkella, joka täytetään korroosiolta suojaavalla aineella. Lisäksi kaikki jänneet asennetaan yhdessä putkeen, joka myös juotetaan korroosiolta suojaavalla aineella. Juotoksen on oltava sellainen, että se sallii jänneiden venymän. (EN 1537:2013)

### ***Korroosiosuojaus ankkurin tartuntapituudella***

Yksikerroksisen korroosiosuojan toimivuus tulee todentaa riittävin kokein. Kaksikerroksisen korroosiosuojan tasoa ei tarvitse todentaa erillisin kokein. Jänteen suojaukseen tartuntapituudella EN 1537:2013 mukaan useita eri tapoja. EN 1537:2013 hyväksymät suojaustavat käyttäen suojaputkia on lueteltu edellä:

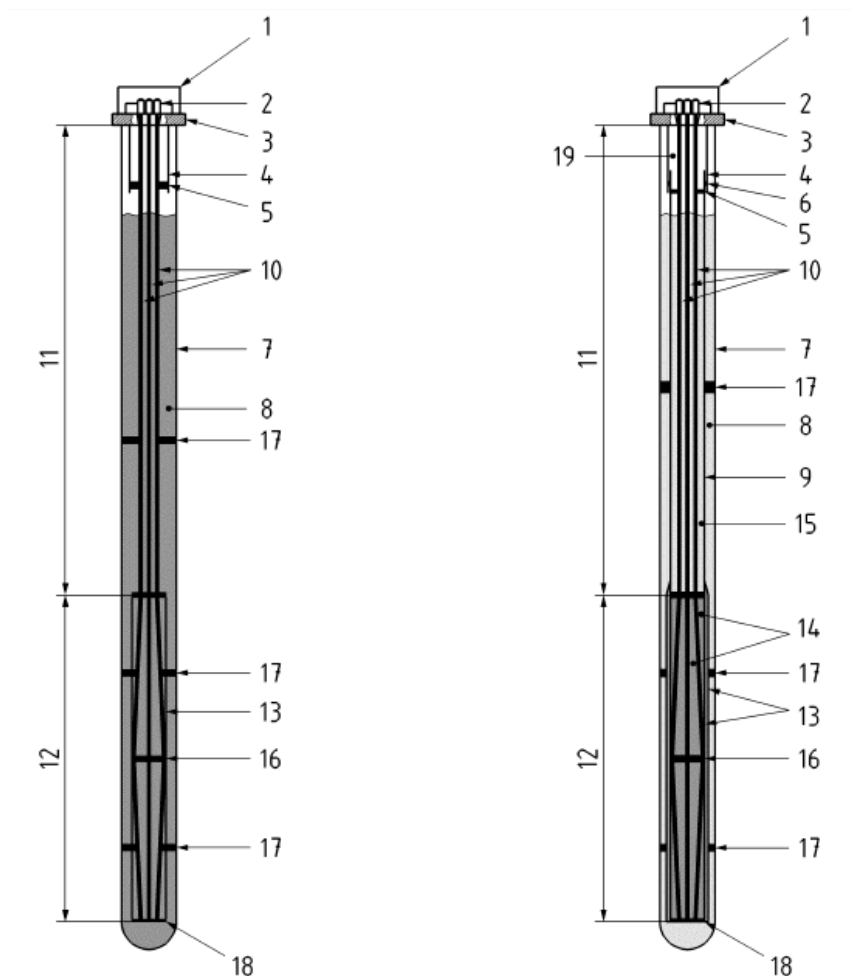
- *Yksi muovinen suojaputki:* Jänneet voidaan suojata muovisella suojaputkella ja täyttää sementtijuotoksella. Mikäli useampi jänne on asennettu samaan porareikään, voidaan kaikki jänneet suojata samalla suojaputkella tai kaikki jänneet voidaan suojata erikseen.
- *Kaksi keskeistä muovista suojaputkea:* Jänneet asennetaan muoviseen suojaputkeen. Tämä putki asennetaan keskeisesti toiseen suojaputkeen. Sisempi putki juotetaan täydellisesti sementti- tai hartsijuotoksella. Lisäksi putkien väliin jäävä tila juotetaan ennen asennusta.
- *Yksi muovinen suojaputki ja suojaava juotos:* Jänneet asennetaan muoviseen suojaputkeen ja juotetaan sementtijuotoksella ennen asennusta. Sementtijuotoksen vähimmäispeitepaksuus jänneen ja putken välillä on 5 mm, jotta juotosta voidaan käyttää korroosiota suojaavana.
- *Sisäinen sementtijuotos ja teräksinen tai muovinen suojaputki puristusankkurille:* Jänneet asennetaan suojaputkeen ja juotetaan sementtijuotoksella ennen asennusta. Sementtijuotoksen vähimmäispeitepaksuus jänneen ja putken välillä on 5 mm, jotta juotosta voidaan käyttää korroosiota suojaavana. Putken ympäröivä juotos juotetaan paineavaluna vähintään 500 kPa paineella. Ulomman juotoksen vähimmäispeitepaksuus on 20 mm.
- *Terässuojaputki ja sementtijuotos puristusankkurille:* Jänne asennetaan yksinkertaiseen terässuojaputkeen ja suojataan rasvalla tai vastaavalla suoja-aineella. Suojaputken ja porareiän väli juotetaan sementtijuotoksella, jonka vähimmäispeitepaksuus on 10 mm. Ankkuripää suojataan muovikuvulla, joka juotetaan samalla juotoksella.

Kuvassa 7.5 on esitetty standardin EN 1537:2013 mukaiset esimerkit ankkuritangon korroosiosuojausjärjestelmästä. Kuvassa a) korroosiosuojaus on järjestetty yhdellä suojaavalla kerroksella. Kuvassa b) korroosiosuojaus on kaksikerroksinen. Toinen suojaavakerros on muovinen suojaputki ja toinen putken sisäinen juotos. Kuvassa 7.6 a) ja b) on esitetty vastaavat tilanteet kallioankkureille, jotka koostuvat jännepunoksista.



Kuva 7.5 Ankkurijänteen a) yksinkertainen ja b) kaksinkertainen korroosiosuojaus tankoankkurille EN 1537:2013 mukaan

- |                                     |                                   |
|-------------------------------------|-----------------------------------|
| 1. suojakupu, täytettynä korroosio- | 9. vapaapituus                    |
| suoja-aineella                      | 10. tartuntapituus                |
| 2. kartiomutteri                    | 11. korroosiosuoja-aine           |
| 3. aluslevy                         | 12. o-rengastiiviste              |
| 4. teräsputki                       | 13. suojaputki                    |
| 5. porareikä                        | 14. uritettu muovinen suojaputki, |
| 6. juotos                           | juotettu                          |
| 7. sileä muovinen suojaputki        | 15. keskitin                      |
| 8. ankkuritanko                     |                                   |



Kuva 7.6 Ankkurijänteen a) yksinkertainen ja b) kaksinkertainen korroosiosuojaus jännepunosankkurille EN 1537:2013 mukaan

- |  |   |
|--|---|
| 1. suojakupu, täytettynä korroosiosuoja-aineella                       | 11. vapaa pituus  |
| 2. 3-osainen kiilalevy   | 12. tartuntapituus  |
| 3. aluslevy  | 13. uurrettu muoviputki   |
| 4. teräsputki  | 14. juotos, juotettu tehdasolosuhteissa                             |
| 5. tulppa  | 15. toinen juotoskerros tai korroosiosuoja-aine, juotettu työmaalla |
| 6. o-rengastiiviste  | 16. välike  |
| 7. porareikä   | 17. keskitin  |
| 8. porareian juotos  | 18. tiiviste ja päätytulppa   |
| 9. muovinen suojaputki vapaalla jänteen pituudella                     |   |
| 10. ankkuritanko, rasvattuna ja suojattuna jänteen vapaalla pituudella |   |

### 7.11.2 Juotoksen korroosiosuoja

Juotoksella on kaksi päätehtävää. Ensisijaisesti sen tulee siirtää voimat ankkurilta kalliolle. Lisäksi se suojaa ankkurijännettä korroosiolta. Juotos tulee suunnitella siten, että sekä sen korroosiosuojausvaatimukset, että voiman siirto vaatimukset täyttyvät. Sementtijuotos on yleisimmin käytetty ankkureiden korroosiosuoja (Wyllie 1999). Tämä johtuu sementin hyvästä korroosiosuojauskyvystä sen korkean alkalisuden takia. Lisäksi se on suhteellisen halpa ja helposti toteutettava suojausmenetelmä. Myös juotoksen pitkä käyttöikä puoltaa sen käyttöä pysyvien kallioankkureiden korroosiosuojausjärjestelmänä. Sementtijuotoksen ongelmana on kuitenkin sen halkeilu. Sillä sementti on varsin hauras materiaali, se halkeilee helposti, etenkin veto- ja taivutuskormituksen alaisena. Tämän takia useimmiten käytetään muovista suojausta juotoksen ympärillä, jolloin saavutetaan juotoksen korkea pH, mutta säästytään haitalliselta halkeilulta. Jotta säästytään kutistumisen aiheuttamalta halkeilulta juotoksessa, useimmiten sementissä käytetään kutistumista ehkäiseviä lisäaineita. (Wyllie 1999)

EN 1537:2013 mukaan työmaalla valettua juotosta ei pidetä korroosiolta suojaavana kerroksena. Jos valu suoritetaan hyvin valvotuissa ja tarkkailluissa tehdasolosuhteita vastaavissa olosuhteissa, juotosta voidaan pitää korroosiosuojakerroksena. Tämä tarkoittaa käytännössä suojaputken sisälle valmiiksi juotettuja ankkureita. Suojaputken sisäpuolella sijaitsevaa juotosta kutsutaan EN 1537 mukaan kapseloinnin sisäiseksi juotokseksi. Tällöin myös juotoksen peitepaksuusvaatimusten on täytyttävä. Ankkurin ja porareian välissä minimipeitepaksuus on 10 mm. Jos vaaditut peitepaksuudet eivät täyty, ei juotosta voida lukea korroosiolta suojaavaksi kerrokseksi. Asennuksessa käytetään keskittimiä, siten että ankkurin ympärille taataan riittävää juotospaksuus. Kun porareikään asennetut varusteet sijaitsevat suojaputken ulkopuolella, tulee myös niiden täyttää korroosiosuojavaatimukset. Porareikään asennettavat varusteet eivät saa edesauttaa jätteen korroosiota. RIL Kalliopultitusohjeen (RIL 266-2014 2014) suosittelema keskittimien määrä on 1 keskitin 1,5 m matkalla tai vähintään 2 keskitintä koko ankkurin matkalla.

#### ***Sementtijuotos kapseloinnin sisäpuolella***

Kapseloinnin sisäpuolinen tiivis sementtijuotos asennettuna tehdasolosuhteissa, tai muuten vastaavissa kontrolloiduissa olosuhteissa voidaan laskea toiseksi kahdesta pysyvästä korroosiosuojakerroksesta. Vaadittava peitepaksuus suojaputken sisäpuolella on vähintään 5 mm. Lisäksi juotoksen halkeamaleveyden on oltava käyttörajatilassa vähintään 0,2 mm. (EN 1537:2013)

#### ***Sementtijuotos kapseloinnin ulkopuolella***

EN 1537:2013 mukaan, suojaputken ulkopuolinen juotos ei toimi korroosiosuojakerroksena. Tehdasoloissa valettu juotos riittää korroosiosuojaksi, mutta tämä ei ole mahdollista kuin suojaputken sisällä. Sementtijuotoksen vähimmäispeitepaksuus kapseloinnin ulkopuolella on 10 mm. Tämä ei kuitenkaan riitä riittävän korroosiosuojatason aikaan



saamiseen kuten edellä on todettu. Juotoksen tärkein tehtävä kapseloinnin ulkopuolella on voimien siirto.

### ***Hartsijuotos***

Hartsit ja hartsilaastit ovat mahdollinen vaihtoehto sementtijuotokselle. Kontrolloiduissa olosuhteissa asennettu hartsijuotos, jonka vähimmäispeitepaksuus on 5 mm, hyväksytään yhdeksi korroosiolta suojaavaksi kerrokseksi. Käytännössä tämä tarkoittaa suoja-putken sisäistä juotosta. Juotos ei saa halkeilla ankkurin rasisutusten johdosta. (EN 1537:2013)

## **7.11.3 Muut suojaukset**

### ***Suojaputket***

Käytettyjen suojaputkien tulee olla eurooppalaisten tuotestandardien hyväksymiä. Suojaputkien tulee olla jatkuvia ja täysin vedenpitäviä. Myös liitokset tulee huolellisesti tiivistää siten, että vuotovesi ei pääse putken muodostaman suojakuoren sisälle. On tärkeää, että suojaputket eivät haurastu ikääntyessään. Käytettävien tuotteiden on oltava sellaisia, että ultraviolettivalo tai asennuksen aikainen mekaaninen rasitus ei vaurioita niitä, sillä se saattaisi mahdollistaa veden pääsyn putken sisälle. Käytettäessä PVC-muoveja, muovi ei saa tuottaa ikääntyessään vapaita klorideja, sillä kloridien pitoisuutta juotoksissa on rajoitettu. Jos suojaputkia käytetään myös voimien siirtoon, tulee sen kyetä siirtämään jänteelle tulevat voimat juotokselle. Kun putki osallistuu myös voimien siirtämiseen, tulee käyttää aallotettua tai muuten muotoiltua putkea. (EN 1537:2013)

### ***Tiivisteet***

Tiivisteitä tarvitaan korroosiosuojausjärjestelmän liitoskohdissa, erityisesti suojaputkilla ja ankkuripäässä. On tärkeää, että tiivisteet estävät kaikki vesivuodot rakenteen ulkopuolelta riippumatta rakenteiden keskinäisistä liikkeistä ja rakenteiden materiaaleista ja muista ominaisuuksista. Tiivistettävästä liitoksesta riippuen suojaukseen voidaan käyttää eri menetelmiä. Vaihtoehtoja ovat erilaiset tiivisterenkaat (o-rengas) ja kuumuudessa kutistuvia kutistesukat, joilla saadaan aikaan tiiviit liitokset. On huolehdittava, että tiivistemateriaali tai sen asennus ei vahingoita jänneterästä. Tämä on huomioitava varsinkin, jos kyseessä on lämpökäsiteltävä tiiviste. (EN 1537:2013)

### ***Öljyt ja rasvat***

Korroosiosuojauksesta on huolehdittava jänteen vapaalla pituudella. Vapaalla pituudella eivät käy samat menetelmät kuin tartuntapituudella, sillä korroosiosuojauksen on kestävä vapaan muodonmuutokset vahingoittumatta. Jänteen muodonmuutokset tapahtuvat nimenomaan jänteen vapaalla pituudella. Vapaalla pituudella soveltuvia korroosiosuojaineita ovat esimerkiksi erilaiset öljy- ja rasvapohjaiset juotokset suojaputken sisällä. Nämä ovat usein käytettyjä suojausmekanismeja kallio- ja maa-ankkuroinneissa. (EN 1537:2013)

### ***Uhrimetallipinnoitteet***

Itse ankkurijänteitä ei saa suojata korroosiolta käyttäen uhrimetalleja, kuten sinkkiä. Ankkuriin liittyvissä osissa, kuten aluslevyissä, suojakuvuissa ja suojaholkeissa, uhrimetallien käyttö pinnoitteena sen sijaan on mahdollista. (EN 1537:2013)

### ***Epoksit ja muut pinnoitteet***

Jänteiden korroosiosuojaukseen voidaan käyttää myös muita pinnoitteita. Tällaisia pinnoitteita ovat muun muassa epoksit ja tervapolyuretaani. Tehdasolosuhteissa pinnoitettujen jänteiden tulee olla pinnoitettu EN ISO 112944-5 mukaan. Tartuntapituudella pinnoitteet ovat hyväksyttäviä vain jos korroosiosuojauksen kestävyys on kokein todennettu. Pinnoite ei saa heikentää ankkurin tartuntaominaisuuksia jänteen tartuntapituudella. (EN 1537:2013)

### ***Teräspannut ja suojukset***

Teräsosilla voidaan aikaan saada pysyvien ankkurien riittävä korroosiosuojaus, jos itse terässuojat on suojattu ulkoisesti korroosiolta. Tähän riittävä suojaus on esimerkiksi sementti- tai betonijuotos, sinkitys tai riittävin kokein todennetut muut pinnoitemateriaalit. Juotoksen riittävä peitepaksuus on 20 mm puristusankkureilla. Jos terässuojaukset välittävät voimia, on kokein todennettava, että myös korroosiosuojaus kestää nämä kuormat vahingoittumatta. Suojauksen on säilytettävä tiiveytensä, siten että vesi ei pääse suojakerroksen läpi ankkurin käyttöiän aikana. (EN 1537:2013)

## **7.12 Juotos**

Juotokselta vaaditut ominaisuudet riippuvat siitä onko juotos suojaputken sisä- vai ulkopuolella. Jatkossa puhutaan kapseloinnin sisä- ja ulkopuolisesta juotoksesta. Juotoksen on oltava sellainen että se pystyy siirtämään ankkurille tulevat kuormat kalliolle (EN 1537:2013). Juotoksen vähimmäislujuusluokka tulee valita ankkurin tartuntapituuden määrityksen yhteydessä, siten että juotos kykenee välittämään sille tulevat voimat. Juotoksen yksi tehtävä on täyttää kaikki tyhjät tilat porareiässä, siten että vesi ei pääse kerääntymään ja synnyttämään pakkasvaurioita. Pysyvillä ankkureilla juotos on myös olennainen osa ankkurin korroosiosuojajärjestelmää. Juotossmassan ominaisuuksia määritettäessä on huomioitava ympäristön olosuhteet ja sen rasitusluokka. Yleisin käytetty juotostyyppi kiinnittämiseen ja korroosiosuojaukseen on hieno sementtijuotos (Littlejohn & Bruce 1977). Myös hartsijuotoksen käyttäminen sementtijuotoksen sijaan on mahdollista. Hartsijuotoksen soveltuvuus juotosvaluksi tulee kuitenkin olla todistettu kokeellisesti (EN 1537). Harts- ja sementtijuotoksen lisäksi myös epoksijuotos on mahdollinen. Epoksijuotoksia ei ole tutkittu tarkemmin tässä diplomityössä.

### ***Kapseloinnin sisäpuolinen sementtijuotos***

Kapseloinnin sisäpuoliset olosuhteet vastaavat pääasiassa jännitettyjen betonirakenteiden olosuhteita. EN 1537:2013 mukaan kapseloinnin sisäisen juotossementin osalta voidaan käyttää standardin EN 447 ”Ankkurijänteiden injektiolaasti” vaatimuksia, niiltä osin kuin se ei ole ristiriidassa standardin EN 1537:2013 kanssa. Muutoin noudatetaan standardia EN 1537:2013. Suojaputki suojaa kapseloinnin sisäistä juotosta korroosiolta, eikä juotos ole kosketuksissa maapohjan kanssa. Juotos itsessään ei kuitenkaan saa sisältää yli 0,1 % klorideja, nitraatteja tai sulfiitteja. Mahdolliset käytettävät lisäaineet tulee valita siten, että ne eivät vahingoita jännettä tai juotosta itseään. Tehdasolosuhteissa asennetun juotoksen minimipeitepaksuus on 5 mm.

### ***Kapseloinnin ulkopuolinen sementtijuotos***

Juotoksen vesi-sementtisuhte sekä lisäaineet ja lujuusluokka tulee valita siten, että ne soveltuvat voimien siirtämiseen juotoksen ja suojaputken sekä juotoksen ja kallion rajapinnoilla. Jos suojaputkea ei ole, tulee juotoksen mahdollistaa tartunta myös jänteen ja juotoksen välillä. Kapseloinnin ulkopuolinen juotos on alttiina maapohjan korroosiota kiihdyttävälle aineille. Suunnittelussa on huomioitava ympäristössä olevat mahdolliset korroosiota kiihdyttävät aineet (EN 1537:2013).

Kallioankkuroinnissa tärkein juotosmassan ominaisuus on sen vesimäärän suhde sementin määrään (Littlejohn & Bruce 1977). Juotosmassan notkeuden on oltava oikea, sillä liian vetelä juotos voi valua pois porareistä ja aiheuttaa lujuuden heikentymisen (RIL 266-2014 2014). Lisäksi vetelän massan kutistuminen on suurempaa ja pitkäaikaista kestävyys heikompaa. Liian paksu juotos puolestaan holvaantuu reikään helpommin ja voi muodostaa ilmataskuja. Ilmataskut vaikuttavat merkittävästi ankkurin tartunnan muodostumiseen. EN 1537:2013 toteaa vain, että juotoksen vesisementtisuhteen on oltava soveltuva maapohjan olosuhteisiin nähden. Se ei kuitenkaan ota kantaa käytettävään vesi-sementtisuhteen arvoon. RIL:n kalliopultitusohje (RIL 266-2014 2014) suosittelee mahdollisimman pientä vesimäärää, jotta juotos pysyy reiässä. Littlejohnin suorittamassa kirjallisuustutkimuksessa suositellut vesi-sementtisuhteet w/c vaihtelivat pääsääntöisesti välillä 0,40 – 0,45 (Littlejohn & Bruce 1977). Tällä vesi-sementtisuhteen välillä lähteiden mukaan juotoksen on todettu olevan sopivan juoksevaa ja riittävän lujaa. Sopiva juotosmassa ei kuitenkaan korjaa asennustyössä tehtyjä virheitä, mutta todennäköisyys niiden tapahtumiselle pienenee (RIL 266-2014 2014). Pohjarakennusohjeen mukaan soveltuva vesi-sementtisuhte on välillä 0,4 - 0,5 (RIL 166 1986).

Juotoksen lisäaineiden tulee olla sellaiset, että ne eivät vahingoita esijännitettyä terästä tai muuten huononna juotoksen ominaisuuksia. Lisäaineet eivät saa sisältää yli 0,1 % klorideja, sulfiitteja tai nitraatteja, jotta juotoksen korroosiosuojakyky säilyy riittävänä (EN 1537:2013). Lisäaineita voidaan käyttää parantamaan juotoksen työstedävyyttä, pitkäaikaista kestävyyttä, kutistumisominaisuuksia tai lujuudenkehitystä (EN 1537:2013). Lisäaineiden tulee olla standardin EN 934-2 mukaiset. Kun on tarpeellista, juotoksen seosaineena voidaan käyttää täyteaineita, kuten hiekkaa, jotta ylimääräinen vuoto pora-

reiän halkeamista saadaan pienennettyä hyväksyttävälle tasolle. Tämä voi olla tarpeellista, sillä pelkän sementin käyttäminen voi olla epätaloudellista (Littlejohn & Bruce 1977). Valun aikana tulee tarkkailla juotoksen laatua sekä kuluva juotosmäärää. Kuluvaa juotosmäärää voidaan arvioida etukäteen tehdyn vesimenekikokeen tulosten perusteella.

Seuraavat juotoksen ominaisuuksien vaatimukset perustuvat RIL Kalliopultitus ohjeeseen. Sementtijuotosmassan alin lujuus- ja rakenneluokka on C28/35. Kalliopultitusohjeen minimiarvo vastaa hyvin Littlejohnin ja Brucen tekemää katselmusta maailmalla käytetyistä juotoksen lujuusluokista (Littlejohn & Bruce 1977). Juotosmassan lujuus valitaan siten, että käyttäen sopivaa tartuntapituutta betonin vetokestävyys on suurempi kuin ankkurin vetovoima. On tärkeää, että laastin kutistuminen on sallituissa rajoissa, jotta korroosiosuojaus on riittävä ja tartunta rajapinnoissa on riittävä. Laastin vedenerotuminen saa olla korkeintaan 3 til-%. Laastin tilavuus saa pienentyä korkeintaan 2 % ja kasvaa korkeintaan 10 %. Laastin kutistuminen voidaan estää käyttämällä seosaineena hiekkaa tai kutistumista estävää lisäainetta. Lisäksi hiekkaa käyttämällä voidaan vähentää juotoksen valumista kallion halkeamiin. (RIL 266-2014 2014)

### ***Hartsijuotos***

Hartsijuotos on vaihtoehtoinen menetelmä sementtijuotokselle. Hartsilla saadaan aikaan luotettava tartunta myös pehmeissä kivilajeissa. Hartsin huonona puolena on kuitenkin sen korkeampi hinta (RIL 166 1986). Kuitenkin parhaan voimien jakaantumisen saavuttamiseksi, on porareian halkaisijan oltava mahdollisimman lähellä ankkurin halkaisijaa (PTI 2004). Hartsilla juottaminen voidaan lisäksi suorittaa alhaisemmassa lämpötilassa kuin sementtilaastin tapauksessa (RIL 266-2014 2014).

Hartsijuotoksia on kahta tyyppiä. Harts voi olla patruunoitua tai pumpattavaa. Patruunat koostuvat kahdesta eri komponentista, polyesterihartsista ja kovetinaineesta, jotka yhdistyessään kovettuvat kiinteäksi juotokseksi (RIL 266-2014 2014). Hartsijuotoksia käytettäessä on noudatettava tiukasti valmistajan ohjeita. Lisäksi asennushenkilökunnan on tunnettava hartsijuotoksen vaatimat työtavat. Juotokselle tulee suorittaa laboratorio- ja kenttäkokeet, joilla todennetaan juotoksen koostumus, sekoittuminen, kovettumisaika ja soveltuvuus kohteeseen. Arvioinnin tulee suorittaa asiantuntija, jolla on erityinen asiantuntemus hartsijuotosten käytöstä. (EN 1537:2013)

## **7.13 Ankkureiden hyväksyntä ja koestus**

Ankkureille suoritettavia koetyyppejä ovat tutkimuskoe, soveltuvuuskoe ja hyväksyntä-koe. Kun käytetään tavanomaisia ankkurityyppejä, joista Suomessa on myös aikaisempaa kokemusta, riittää että ankkureille tehdään vain hyväksyntäkoe. Soveltuvuus- ja tutkimuskoe liittyvät uusiin ankkurityyppeihin ja niiden soveltamiseen. Hyväksyntäko-keella tarkoitetaan käytännössä rakenteen osana toimivan ankkurin koevetoa. Ankkurei-den koestuksessa on varmistettava ankkurin toiminta myös koestuksen jälkeen. On

huomioitava, että ankkurin korroosiosuojaustaso ei laske tarvittavien kokeiden seurauksena. Koestukset suoritetaan standardin EN 1537:2013 esitettyjen menettelyjen mukaisesti. (EN 1537:2013)

Kallioankkureiden hyväksyntäkoee eli yksinkertaisemmin koeeveto suoritetaan kaikille rakenteen osana toimiville ankkureille ennen esijännityksen jättöä. Hyväksyntäkoemenettelyn tulee noudattaa EN 1537:2013:ssa injektoiduille ankkureille esitettyä sääntöä. Yleisesti hyväksyntäkoee suoritetaan kaikille tilapäisille sekä pysyville ankkureille. Tuulivoimalaperustuksen yhteydessä luonnollisesti kaikki ankkurit ovat pysyviä ankkurointeja. Mikäli koeevetoa ei jostain syystä voida suorittaa, ankkurien koeevetovoiman perusteella laskettuun pituuteen on lisättävä pituutta vähintään 20 % suunnitellusta pituudesta. EN 1537:2013 mukaan hyväksyntäkoeeen tehtävänä on varmistaa, että seuraavat luetellut ehdot täyttyvät jokaiselle yksittäiselle ankkurille:

- Ankkuri kykenee kestäämään sille kohdistuvan maksimikuormituksen.
- Viruma ja jännityshäviöominaisuudet käyttörajatilassa ovat hyväksyttävät.
- Ankkurin vapaa pituus on muodostunut suunnitellulla tavalla, eli jänniteen venymät pääsevät tapahtumaan.
- Taataan että jättövoiman on mitoitettu tasolla.

SFS EN 1997-1 mukaan, mikäli ankkuriryhmät risteävät jänneiden tartuntapituuksien välien ollessa alle 1,5 m, tehdään satunnaisia kontrollikokeita esijännityksen jättämisen jälkeen. Tuulivoimalaperustuksissa tilanteen muodostuminen on erittäin todennäköistä, sillä ankkureita on suhteellisen paljon suhteellisen pienellä alueella. Näin ollen kontrollikokeet tulisi järjestää jännittämisen jälkeen muutamille ankkureille.

## 8 YHTEENVETO

Tässä diplomityössä selvitettiin kallioankkuroidun tuulivoimaperustuksen mitoitusperiaatteita eurokoodin mukaan. Työ suoritettiin kirjallisuustutkimuksena. Diplomityössä selvitettiin nostovoimille kallioankkuroidun perustuksen mitoitusmenettelyjä voimassa olevien suunnitteluohjeiden, kansainvälisten tutkimustulosten ja käytäntöjen pohjalta. Lisäksi pohdittiin ankkuroidun perustuksen soveltumista tuulivoimalan perustamiseen. Työn pääpaino oli kallioankkuroinnin suunnittelussa. Kirjallisuustutkimuksessa todettiin, että kallioankkuroinnin suunnittelussa on monia avoimia kysymyksiä sekä ristiriitoja. Työssä onnistuttiin kuitenkin keräämään suhteellisen kattavasti tietoa käytettävien standardien menettelystä soveltaen niitä ulkomaisten tutkimustulosten kanssa. Avoimia kysymyksiäkin kuitenkin on. Huomioitavaa kuitenkin on, että tämä diplomityö on vain ensiraapaisu monimutkaisesta ja laajasta aiheesta. Se ei vastaa kaikkiin kysymyksiin ja jatkotutkimusta aiheesta tarvitaan edelleen, jotta luotettava suunnittelu on mahdollista.

Työssä tehdyn kirjallisuustutkimuksen mukaan kallioankkurointi soveltuu hyvin tuulivoimalan kaltaisten rakenteiden perustamiseen. Lähteiden (Yan et al. 2014; Earth Systems Global Inc. 2009; Burton et al. 2011) mukaan ankkuroinnilla voidaan vähentää kuluvan betonin määrää tuulivoimaperustuksessa. Lähde (Yan et al. 2014) toteaa, että ankkuroitu tuulivoimaperustus toimii ja on kannattava. Esijännitetty ankkurointi kestää suhteellisen hyvin syklisiä kuormituksia, jotka ovat tuulivoimaloissa merkittäviä. Esijännitys pienentää jännitysvaihteluväliä, jonka minimoiminen on olennaista kallioperän ja ankkureiden väsymiskestävyyden takaamiseksi. Ankkuroitu rakenne toimii vakauttavana rakenteena, kun rakenteeseen kohdistuu merkittäviä kaatava kuormituksia. Ankkurit sitovat ympäröivän kallion yhtenäiseksi kalliolohkareeksi, joka suurella massalla ja leikkauslujuudella vastustaa rakenteen kaatumista. Kallioankkuroitu perustus on oikein esijännitettyinä varsin jäykkä ja sallii vain hyvin pienet siirtymät rakenteiden välisessä rajapinnassa. Tämä on tärkeää tuulivoimaloiden perustuksille, mutta tarkemmat tutkimustulokset aiheesta ovat toistaiseksi hieman puutteelliset ja jatkotutkimusta ankkuroitujen rakenteiden väsymistarkastelusta vaaditaan edelleen.

Työssä käsiteltävässä perustuksessa kallioon ja betonijalustaan ankkuroidaan teräslevy, johon kiinnitetään tuulivoimalan alin elementti. Teräslevy ankkuroidaan kallioon esijännitetyillä kallioankkureilla. Tässä diplomityössä keskityttiin nimenomaan kuvaillun rakenteen kallioankkuroinnin suunnitteluun. Rakenteen vetokuormien oletetaan siirtyvän kallioankkureille, joista ne siirtyvät juotoksen kautta kalliolle. Puristuskuormat siirtyvät betonijalustan kautta kalliolle. Kallioankkureiden ulosveto tulee mitoittaa kaikille mahdollisille murtotavoille. Näitä ovat ankkurin rakenteellinen myötääminen, tartunnan pettäminen ankkurin ja juotoksen rajapinnalla, tartunnan pettäminen kallion ja juotoksen

rajapinnalla sekä kallion vetomurtuminen. Ankkureiden ulosvetokestävyyden lisäksi tulee selvittää kallion kestävyys puristavia kuormituksia vastaan. Näiden rakenteellisten murtotapausten lisäksi tulee huomioda rakenteen riittävä korroosiosuojaus. Lisäksi rakenteelle määritetään riittävän suuri esijännitysvoima, jotta kallio pysyy tuulivoimalan normaalikäytöllä puristettuna. Näin ollen tulee huomioda, että esijännitysvoima säilyy riittävänä rakenteen koko käyttöajan ajan, myös kaikkien jännityshäviöiden tapahduttua. Tämä on tärkeää riittävän väsymiskestävyyden takaamiseksi. Lisäksi perustuksen suunnittelussa tulee mitoittaa betonijalusta ja teräksinen aluslevy, joiden suunnitteluun tässä diplomityössä ei otettu kantaa. Erityisesti teräksisen aluslevyn mitoittaminen on äärimmäisen tärkeää perustuksen toiminnan kannalta. Sen rakenteellinen mitoitus tulisi tarkastella erityisellä huolella ja ammattitaidolla.

Kallioankkurointia koskevat standardit ovat pitkälti ristiriitaisia, eivätkä ne ota kantaa useisiin tekijöihin ankkureiden laskennallisessa mitoittamisessa. Ankkurointia käsittelevä EN 1537:2013 toteutusstandardi ei ota kantaa mitoittamiseen. Geoteknistä suunnittelua käsittelevä standardi EN 1997-1 antaa joitain ohjeita suunnitteluun, mutta nekin ovat varsin puutteelliset. Tässä diplomityössä on jouduttu turvautumaan pitkälti ulkomaisiin lähteisiin, sillä kotimaisia lähteitä on tarjolla vain vähän. Suuri osa tässä työssä käytetyistä lähteistä, niin kotimaisista kuin ulkomaisistakin, ovat suhteellisen vanhoja. Niiden julkaisuajat sijoittavat 60-, 70- ja 80-luvuille. Uudemmatkin lähteet perustuvat pääasiassa mainituilla vuosikymmenillä tehtyyn tutkimukseen. Muun muassa rakenteen kokonaisstabiiliteetin perinteiset laskentaperusteet on kirjallisuudessa kyseenalaistettu useaan otteeseen (Littlejohn & Bruce 1975; Bruce 2004; Littlejohn & Bruce 1977). Merkittävästi tutkimusta kallioankkureiden suunnittelusta on tuottanut muun muassa Littlejohn sekä Bruce. Heidän kirjallisuuttaan on muun muassa ”Rock anchors – state of the art” (1977). Tutkimuksissaan he hyödyntävät tuloksia vetokokeista vuodelta 1968 (Saliman ja Schaefer). Myöhempi tutkimus nojaa pitkälti edelleen näihin periaatteisiin – vaikka ne ovat useaan otteeseen kyseenalaistettu erilaisin tutkimuksin ja myös vetokokein (Esimerkiksi (Capucine 2012)).

Tässä kappaleessa esitetyt näkemykset perustuvat valtaosin Donald A. Brucen mielipiteisiin kallioankkuroinnin tilasta ja ne ovat pitkälti yhtenevät tämän diplomityön kirjallisuustutkimuksen johtopäätösten kanssa. Näkemykset on alunperin esitetty julkaisussa D.A. Brucen ”Evolution of rock anchor practice over three decades” (Bruce 2004). Viimeisen 30 vuoden aikana kallioankkureiden suunnittelussa on tapahtunut kehitystä parantuneiden välineiden, materiaalien ja suunnittelumenetelmien johdosta (Bruce 2004). Saman lähteen mukaan tämä kehitys ei kuitenkaan ole ollut tasaista ja kohdistunut kaikkiin ankkurisuunnittelun osa-alueisiin. Aiempi suunnittelu 70-luvulta alkaen heijastelee Littlejohnin ja Brucen yleistämää suunnittelutapaa. Kallioankkurien suunnittelulle on tyypillistä varsin konservatiiviset mitoitusmenetelmät. Tosin nykymenttely on edennyt vuosien takaisesta vähemmän konservatiiviseen suuntaan. Kallion ja juotoksen välinen jännitys on tyypillisesti käsitelty tasan jakautuneena. Nykyään on yleisesti tunnustettu, että jakauma ei ole tasainen ja näin ollen tällä oletuksella suoritettua suunnit-

telmat aiheuttavat epätehokkaat kuormitusten jakautumisolosuhteet. Tästäkin huolimatta nykyinen suunnitteluideologia on säilynyt yleisenä tapana suunnittelijoiden keskuudessa. Tämän lisäksi käytetyn tartuntajännityksen suuruusluokat vastaavat 1970-luvulla käytettyjä jännityksiä. Kallioankkurien suunnittelun alkuvaiheessa stabiloivan kalliokartion kärkekulmaksi oletettiin kulma  $60^\circ$  ja  $90^\circ$  välillä. Myös tämä oletus on suunnittelijoiden kesken säilynyt. Vain harvat suunnittelijat hyödyntävät kallion leikkauskapasiteetin tai kehittyneemmät laskentamenetelmät. Toisaalta kehitys asennuksen menetelmissä ja materiaaleissa paikkaa suunnittelun epätehokkuutta kustannusmielessä. (Bruce 2004)

Diplomityössä suoritettun kirjallisuuskatsauksen perusteella voidaan todeta, että suuri osa kallioankkureita käsittelevästä tutkimuksista on suoritettu suhteellisen lyhyillä ankkureilla (Littlejohn & Bruce 1977; Radhakrishna & Klym 1980). Tämä johtuu todennäköisesti tutkimuksen toteutukseen liittyvistä rajoitteista. Tuulivoimalaperustuksessa käytetyt ankkurit ovat yleensä suhteellisen pitkiä. On siis pohdittava korreloivatko lyhyillä ankkureilla suoritettut tutkimukset pitkien ankkureiden toiminnan kanssa. Tosin lisätietoa ankkuroinnin todellisesta kapasiteetista saadaan ankkureiden perusteellisilla hyväksyntäkokeilla asennuksen jälkeen. Tätä tietoa ei kuitenkaan voida hyödyntää vielä suunnitteluvaiheessa.

Tämän diplomityön kirjallisuustutkimuksessa todettiin, että kotimaiset suunnitteluohjeet eivät ota kantaa kallion muodonmuutoksiin. Kallion muodonmuutokset olisi hyvä tuntea, jotta voitaisiin huomioida niiden vaikutus ankkuroinnin kestävyYTEEN. Mikäli kalliossa tapahtuu merkittäviä ajasta riippuvia muodonmuutoksia pysyvän kuormituksen alaisina, voivat ne johtaa ankkuroinnin esijännityksen merkittävään pienentymiseen. Mikäli ankkuroinnin esijännitys laskee liian alhaiseksi, eivät suunnittelussa tehdyt oletukset ole enää voimassa. Jatkotutkimuksena tulisi selvittää millaisia muodonmuutoksia kalliossa tapahtuu, kun siihen ankkuroidaan merkittävästi kuormitettu rakenne.

Jatkossa enemmän on perehdyttävä eritoten kallioankkuroinnin kestävyYTEEN väsyttävien kuormien alaisuudessa, mikäli ankkureita sovelletaan tuulivoimaloiden perustamiseen. Tutkimusta on tehty, ks. alaluku 6.7, mutta nämäkin tutkimukset usein toteavat, että aihetta ei ole tutkittu tarpeeksi tai että sitä ei ole täysin ymmärretty tutkimuksista huolimatta. Pääosin esijännitettyä ankkuroitua rakennetta pidetään kuitenkin hyvin soveltuvana rakenteena syklisten kuormien ankkurointiin. Tuulivoimalan kuormitukset ovat nimenomaan väsyttäviä, ja niiden vaikutukset perustuksen kestävyYTEEN ja jäykkyyTEEN olisi tärkeä ymmärtää. Tässä diplomityössä ei ole tutkittu kallioankkuroidun perustuksen jäykkyyTTä. Jatkossa tätäkin aihetta tulisi paremmin tutkia, sillä perustuksen jäykkyyDELLÄ on suuri merkitys tuulivoimalan ominaistaajuuteen, joka on tärkeä tuntea rakenteen resonanssivaaran takia.

Diplomityöstä voidaan todeta, että perinteisesti käytetyt varmuuskertoimet ovat varsin suuria. Tämä johtune siitä että kallioankkuroinnissa vaikuttaa useita tekijöitä joiden



varmuutta ja toimintaa on vaikea arvioida. Tällaisia tekijöitä ovat esimerkiksi kallion halkeilu ja lujuus, ankkurin tartunnan todellinen kehittyminen ja korroosion eteneminen. Nämä tekijät ovat osaltaan vaikuttaneet ankkuroinnin suhteellisen suuriin varmuuskertoimiin. Ongelmia kallioankkuroinnin suunnitteluun aiheuttavat haasteelliset kallion pohjatutkimukset. Kallion ominaisuuksien selvittäminen kallion pinnan alapuolella on haasteellista. Tyypillisesti Suomen kallioperällä on hyvin luja puristuslujuus. Ongelmana on kuitenkin kallion vetolujuus, jonka määrittäminen on haasteellisempaa. Tämä johtuu siitä, että kallion vetolujuuteen vaikuttaa eniten kallion rakoilut ja epäjatkovuudet. Rakoilujen sijainnit tulisi kyetä määrittämään pohjatutkimuksissa, jotta niiden vaikutukset kallion vetokapasiteettiin voitaisiin määrittää. Vaikka kallion epäjatkovuudet saataisiin tarkasti määritettyä, on sen vetolujuuden tarkka määrittäminen silti haasteellista. Tämä johtaa useimmiten siihen, että kallion vetolujuus jätetään suunnittelussa täysin hyödyntämättä. Tällöin huomiodaan vain kallion vakauttava massa. Tämä johtaa usein merkittävästi aliarvioituun rakenteen kapasiteettiin, kun tarkastellaan tilannetta murtoa vastaan.

Kuten edellä on esitetty, kallioankkureiden suunnittelussa on useita ongelmakohtia, joita ei vuosikymmenten tutkimuksessa ole kyetty selvittämään. On todettu, että tyypillisesti ankkuroinnin todelliset kapasiteetit ylittävät selvästi ankkuroinnin laskennallisen kapasiteetin. Pääasiassa suuret varmuudet johtuvat kallion heikosta ennustettavuudesta, joka johtaa varmuuskertoimien kasvattamiseen. Jatkossa tulisi kehittää parempia menetelmiä muun muassa kallion ominaisuuksien tutkimiseen, jotta ankkurointi saataisiin suunniteltua tehokkaammaksi.

## LÄHTEET

### *Standardit*

Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen standardisoimisliitto, SFS-EN 1990-1, Helsinki, 2009, 184 s.

Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, SFS-EN 1992-1, Helsinki, 2005, 217 s.

Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, SFS-EN 1993-1, Helsinki, 2006, 99 s.

Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 5: Paalut, SFS-EN 1993-5, Helsinki, 2009, 88 s.

Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus, SFS-EN 1993-1-8, Helsinki, 2006, 148 s.

Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt SFS-EN 1997-1, Helsinki, 200, 155 s.

Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus, SFS-EN 1997-2, Helsinki, 2007, 154 s.

Execution of special geotechnical works. Ground anchors, SFS-EN 1537:1999, Helsinki, 1999, 35 p.

Execution of special geotechnical works. Ground anchors, SFS-EN 1537:2013, Helsinki, 2013, 52 p.

Wind turbines – Part 1, Design requirements, IEC 61400-1, Geneva, 2005, 85 p.

Geotechnical investigation and testing. Geohydraulic testing. Part 3: Water pressure test in rock, SFS-ISO 22282-3:2012, Helsinki, 2013, 26 p.

### *Muut lähteet*

Bruce, D.A. 2004, Evolution of rock anchor practice over three decades, ADSC Ohio River Valley Soils Seminar XXXV, October 20.

Burton, T., Jenkins, N., Sharpe, D. & Bossanyi, E., 2011, Wind energy handbook, 2nd ed, A John Wiley and Sons.

Cao, C., Jan, N., Ren, T. & Naj, A. 2013, A study of rock bolting failure modes, International Journal of Mining Science and Technology 23, 1, pp. 79-88.

Capucine, T.L. 2012. Rock bolts - Improved design and possibilities, Master of Science, Norwegian University of Science and Technology, 90 p.

Guidelines for design of wind turbines, 2nd ed, 2002, DNV/Risø, 294 p.

Earth Systems Global Inc, P&H Foundations for Wind Turbine Support, 2009 [viitattu 13.12.2014]. Saatavissa:  
[http://www.chinawind.org.cn/cwp2012/czs/uploadpdf/9902\\_english.pdf](http://www.chinawind.org.cn/cwp2012/czs/uploadpdf/9902_english.pdf).

Euroopan unioni, Energia - Kestävää, luotettavaa ja kohtuuhintaista energiaa eurooppalaisille, Euroopan unioni, Luxemburg, 2014 [viitattu 8.12.2014], Saatavissa:  
[http://europa.eu/pol/ener/flipbook/fi/energy\\_fi.pdf](http://europa.eu/pol/ener/flipbook/fi/energy_fi.pdf).

Guideline for certification of wind turbines, 2010, Hamburg, Germanischer Lloyd.

Hanna, T.H., 1982, Foundations in tension - Ground Anchors, 1st ed. United States of America, Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics, 573 p.

Hoek, E., 1983, Strength of jointed rock masses, Vol. 23, No. 3, Géotechnique, pp. 187-223.

Jääskeläinen, R. 2009, Geotekniikan perusteet, 1st ed., Jyväskylä, Tammertekniikka, 332 p.

Käpynen, P., 1987, Koskikeskuksen kallioankkuroitujen maanpaineeseinien rakennesuunnittelu, Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, 21-57 p.

Laki uusiutuvilla energialähteillä tuotetun sähkön tuotantotuesta, 30.12.2010/1396.

Littlejohn, G.S. & Bruce, D.A., 1975, Rock Anchors - Design and quality control, 10th Symposium on Rock Mechanics, University of Minnesota, Minneapolis, MN, September 22-24 pp. pp. 77-88, plus discussions, pp. 151-157.

Littlejohn, G.S. & Bruce, D.A., 1977, Rock anchors - state of the art, Foundation Publications Ltd, 53 p.

Ma, S., Nemcik, J. & Aziz, N., 2013, An analytical model of fully grouted rock bolts subjected to tensile load, Construction and Building Materials 49, pp. 519-526.

Motiva Tuulivoimateknologia, Motiva Oy, 5.12.2014 [viitattu 8.12.2014], Saatavissa:  
<http://www.motiva.fi/tuulivoima>.

NCCI 7 Eurokoodin soveltamisohje: Geotekninen suunnittelu, 2013, Helsinki, Liikennevirasto, 35/2013.

Pöllä, J., 1989, Maa- ja kallioinjektointi, Esitutkimus, Espoo, Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus VTT, 1069.

Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, 2004, PTI - Post tensioning Institute.

Radhakrishna, H.S. & Klym, T.W., 1980, Behavior of anchored foundations subject to shear and moment loads, Power Apparatus and Systems, IEEE Transactions on PAS-99, 2, pp. 760-764.

Suomen Rakentamismääräyskokoelma B4, 2009, Ympäristöministeriö.

RIL 154-1 Tunneli- ja kalliorakennus I, 1987, Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 363 p.

RIL 154-2 Tunneli- ja Kalliorakennus II, 1987, Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL Ry.

RIL 166 Pohjarakenteet, 1986, Helsinki, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL, 597 p.

RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu, 1st ed. 2009, Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 263-2014 Kaivanto-ohje, 2014, Tammerprint, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 266-2014 Kalliopultitusohje, 2014, Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 98 Maa- ja kalliorakennus, 1976, Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 520 p.

Ritola, J. & Vuopio, J., 2002, Kalliotilojen vesitiiveyden hallinta, Espoo, VTT, 2147.

Suomen Tuulivoimayhdistys Ry, [viitattu 05/02/2014], Saatavissa: <http://www.tuulivoimatieto.fi>.

Törnqvist, J., 2004, Teräspultkipaalujen korroosio - Mitoitus empiiriseen aineistoon pohjautuen, Espoo, VTT Rakennus- ja yhdyskuntateknikka.

Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil sloped, 2009, U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 132042 and 132043.

Geotechnical engineering circular No. 4. 1st ed., 1999, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

Vestas Wind Systems A/S, [viitattu 8.12.2014], Saatavissa: <http://www.vestas.com/>.

VTT Suomen Tuulivoimatilastot, 2013 [viitattu 05/02/2014], Saatavissa: <http://www.vtt.fi/proj/windenergystatistics/>.

Wyllie, D.C, 1999, Foundations on rock, 2nd ed., New York, USA, E & FN Spon, 401 p.

Xanthakos, P.P, 1991, Ground anchors and anchored structures, United States of America, John Wiley & Sons, Inc. 686 p.

Yan, S., Song, B., Sun, W. & Yu, Q, 2014, Stress State Analysis on a Rock Anchor RC Foundation of Wind Driven Generator, Vols. 448-453, Applied Mechanics and Materials, pp. 1695-1700.